

**ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC**

**MÉMOIRE DE 21 CRÉDITS  
PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE**

**COMME EXIGENCE PARTIELLE  
À L'OBTENTION DE LA  
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION  
M.ING.**

**PAR  
GLEN LÉGÈRE, ING.F.**

**ÉTUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE DE LA STABILISATION À LA CHAUX  
DES SOLS ARGILEUX EN VOIRIE FORESTIÈRE**

**MONTRÉAL (QUÉBEC), LE 25 JANVIER 2001**

**© droits réservés de Glen Légère 2001**

**CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ PAR UN**

**JURY COMPOSÉ DE :**

- **Dr. Gabriel J. Assaf, directeur de recherche et professeur au département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure**
- **M. Yves Provencher, co-directeur de recherche et directeur des projets de voirie forestière à l'Institut canadien de recherches en génie forestier (FERIC)**
- **Dr. François Brissette, président de jury et professeur au département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure**
- **Dre. Mireille Battikha, professeur au département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure**

**IL A FAIT L'OBJET D'UNE PRÉSENTATION DEVANT**

**JURY ET UN PUBLIC**

**LE 14 DÉCEMBRE 2000**

**À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE**

## **ÉTUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE DE LA STABILISATION À LA CHAUX DES SOLS ARGILEUX EN VOIRIE FORESTIÈRE**

**Glen Légère**

**(Sommaire)**

Les applications de produits stabilisants sur sols peu portants sont monnaie courante dans les ouvrages de génie civil, et en particulier en voirie. Cependant, peu de compagnies forestières canadiennes ont recours à des travaux semblables sur les routes forestières construites sur des sols argileux.

Les chemins forestiers ont toujours été construits à un coût très faible avec des standards minimums. Cette façon de faire impose néanmoins l'arrêt du transport du bois durant les périodes de pluie intense et de dégel. Cette contrainte va à l'encontre de la volonté des usines de transformation de réduire les inventaires de bois, d'augmenter la fraîcheur des bois les approvisionnant et par le fait même d'en améliorer la qualité. Il est donc nécessaire de leur fournir des solutions efficaces pour construire et maintenir leur réseau routier carrossable en tout temps, en particulier sur les sols peu portants.

Ce mémoire dresse une revue bibliographique exhaustive des techniques et des produits stabilisants utilisés à l'échelle mondiale. Il présente une étude de cas qui repose sur cette revue bibliographique ainsi que des essais en laboratoire et sur le terrain, sur des sols argileux stabilisés selon divers dosages de chaux. Un modèle de conception de chaussée non-revêtue, basé sur les résultats de stabilisation obtenus dans ces analyses, est également présenté afin de guider les compagnies forestières vers un choix éclairé sur la technique à utiliser. Pour conclure, une analyse de rentabilité économique est établie.

En se basant sur les résultats de la revue bibliographique, la chaux a été choisie comme étant le produit le plus approprié pour le sol à l'étude. En effet, des essais menés en laboratoire ont permis d'obtenir un « California Bearing Ratio » (CBR) de 56 avec 3 % de chaux, soit 5 fois plus que la valeur initiale de l'argile non-traitée. En chantier, les meilleurs résultats ont également été obtenus à une teneur en chaux de 3 %, soit un CBR de 16 comparativement à 10 pour une section non-traitée. Des tests statistiques confirment qu'il existe une différence significative entre ces deux moyennes. Par contre, bien que ce CBR soit 60 % plus élevé que celui mesuré sur la section non-traitée, les valeurs étaient statistiquement très variables. La variabilité des résultats est expliquée par

**l'hétérogénéité du traitement principalement attribuée à un mauvais malaxage du sol en place. D'autres éléments pouvant également avoir influencé l'efficacité du traitement sont : l'épandage de la chaux, la teneur en eau de l'argile et l'homogénéité de l'argile.**

**Une analyse économique a permis d'obtenir une distance optimum à partir d'un banc d'emprunt pour laquelle les coûts de construction incluant une stabilisation à la chaux sont égaux à ceux d'une méthode de construction traditionnelle. En effet, cette distance est de 8,5 km, pour un coût de construction de 25 700\$/km pour une fondation stabilisée ayant un CBR de 15. Au-delà de cette distance, il est donc plus économique de stabiliser le sol.**

**Les travaux réalisés par l'auteur dans le cadre de ce mémoire ont été effectués dans le cadre d'un projet de recherche au sein du département de transport et de voirie de l'Institut canadien de recherches en génie forestier (FERIC). Les essais de laboratoire ont été réalisés à l'École de technologie supérieure (ÉTS) et les travaux de terrain ont été réalisés à Iroquois-Falls (Ontario) par Abitibi-Consolidated, à la demande et sous la supervision de l'auteur.**

## **ABSTRACT**

The construction of forestry roads on soft subgrades (such as clayey soils) has been a problem for many years in certain parts of northeastern Canada. Because of the unavailability of aggregates for use in road construction, most forestry companies working in these regions must haul their wood in winter, when the roads are frozen. To supply their mills with fresh fiber throughout the year, these companies are seeking new methods for improving their network of summer roads. Although an exhaustive literature research identified many products capable of stabilizing soft subgrades and base-course layers, lime was selected for use in the present study. Lime has been used successfully to stabilize clays for many years in civil engineering projects around the world.

Lime acts as a hydraulic binding agent, and both binds clay particles together and absorbs water. After a period of maturation, this reaction increases the soil's shear strength, increases its bearing capacity, reduces its susceptibility to swelling and shrinking, reduces its moisture content, and improves its workability and compaction properties.

CBR (California Bearing Ratio) tests were performed in the laboratory on samples of each of the following mixtures: 0, 3, 6, and 9% quicklime (by weight) after 1 and 8 days of maturation. The lab tests presented in this thesis found that a CBR of 56 could be reached after 8 days by adding only 3% lime to the soil. More than 150 CBR readings were taken in the field before the treatment, and again after 1 and 96 days. *In situ* results confirmed the good potential shown by the lab tests, with an average CBR of 16 achieved after 96 days using the same 3% lime application (compared with a CBR of 10 for an untreated section). Although the field results showed a 60% increase in the CBR value, the results were inconsistent and varied greatly.

The low CBR values achieved in the field and the inconsistency of the results resulted mainly from improper mixing of the soil and lime. The distribution of lime prior to mixing, the degree of soil compaction and the optimum moisture content also contributed to the inconsistent results.

Although unsatisfactory results were achieved in the field, the tests were nonetheless consistent with the laboratory results: the best results were achieved with 3% lime. Based on the assumption that a CBR of 15 could be achieved with proper application and mixing of the lime, an economic analysis indicated that clay stabilization costs are comparable to those with traditional construction methods at a distance of 8.5 km from a borrow pit. The total stabilization cost at this distance, including an overlay of gravel, would be \$25 700/km; at greater distances, clay stabilization becomes a cheaper option.

## **REMERCIEMENTS**

L'auteur tient d'abord à remercier son directeur de recherche, le Dr. Gabriel J. Assaf pour ses conseils précieux, sa disponibilité, ses encouragements et sa générosité. De tels remerciements sont aussi adressés à M. Yves Provencher, co-directeur de recherche et directeur des projets de voirie forestière chez FERIC qui était une vraie source de motivation tout au long de ce travail.

L'auteur doit également des remerciements au Dr. Joseph A. Nader, chercheur et mathématicien au sein de FERIC pour sa patience et son support lors de l'analyse des données.

Ce travail de recherche n'aurait jamais pu être réalisé sans le support et la collaboration de l'Institut canadien de recherches en génie forestier (FERIC). L'auteur en remercie sincèrement la direction et son personnel.

L'auteur désire remercier M. Michel Dufresne pour son travail et son support technique dans le cadre du stage qu'il a effectué chez FERIC.

La qualité de l'apparence de ce mémoire n'aurait jamais été aussi bien présentées sans le support professionnel de Mme Lilian Demian de chez FERIC.

**Les collaborateurs industriels suivants sont aussi à remercier pour leurs implications au niveau des travaux terrain :**

- **Messieurs Denis Lacasse, Mario Hallé et Roger Lesvesque d'Abitibi-Consolidated, Iroquois-Falls (Ontario);**
- **M. Terry Overton de Miller-Minerals, New-Liskeard (Ontario);**
- **M. Cyril Thirouin de Grégoire Besson Canada inc., St-Hyacinthe (Québec).**

## **TABLE DES MATIÈRES**

	<b>Page</b>
<b>Sommaire .....</b>	<b>i</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>iii</b>
<b>Remerciements.....</b>	<b>iv</b>
<b>Liste des tableaux.....</b>	<b>x</b>
<b>Liste des figures.....</b>	<b>xi</b>
<b>Liste des abréviations et des sigles .....</b>	<b>xiv</b>
<b>Introduction .....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre 1 - Recherche bibliographique.....</b>	<b>5</b>
<b>1.1 Caractérisation des sols peu portants .....</b>	<b>5</b>
<b>1.1.1 Caractéristiques des argiles .....</b>	<b>6</b>
<b>1.1.2 Caractéristiques minéralogiques des argiles .....</b>	<b>7</b>
<b>1.2 Techniques et produits potentiels de stabilisation .....</b>	<b>13</b>
<b>1.2.1 Processus de stabilisation .....</b>	<b>13</b>
<b>1.2.2 Utilisation de la chaux.....</b>	<b>14</b>
<b>1.2.3 Utilisation des cendres volantes .....</b>	<b>16</b>
<b>1.2.3.1 Les propriétés des cendres volantes .....</b>	<b>16</b>
<b>1.2.3.2 Les propriétés physiques .....</b>	<b>16</b>
<b>1.2.3.3 Les propriétés chimiques .....</b>	<b>17</b>



1.2.3.4 Stabilisation des argiles à l'aide des cendres volantes .....	18
1.2.3.5 Études réalisées .....	19
1.2.4 Utilisation du Ciment Portland .....	20
1.2.4.1 Les propriétés chimiques .....	20
1.2.4.2 Processus de stabilisation .....	21
1.2.4.3 Méthode d'application .....	22
1.2.5 Utilisation des produits d'huile sulfurée .....	22
1.2.5.1 Caractéristiques physico-chimiques .....	24
1.2.5.2 Réaction électrochimique .....	24
1.2.6 Les fibres synthétiques en polypropylène .....	25
1.2.7 Choix du stabilisant retenu dans le cadre de cette étude .....	27
1.3 Processus de stabilisation à la chaux .....	29
1.3.1 L'échange cationique .....	31
1.3.2 La floculation et l'agglomération de l'argile .....	32
1.3.3 La carbonatation de la chaux et les réactions pouzzolaniques .....	34
1.3.4 La performance des traitements à la chaux .....	36
1.3.4.1 La performance à long terme .....	36
1.3.4.2 L'effet gel-dégel .....	37
Chapitre 2 - Essais en laboratoire .....	40
2.1 Choix d'un site et échantillonnage .....	40
2.2 Analyse granulométrique .....	42
2.3 Limites d'Atterberg .....	43
2.4 Classification et minéralogie du sol-échantillon .....	44

2.5 Applicabilité de la stabilisation à la chaux.....	45
2.6 Compactage (Essais Proctor) .....	46
2.7 Essais et comportement des mélanges (CBR) .....	48
Chapitre 3 - Essais-terrain .....	53
3.1 Traitement à la chaux .....	53
3.1.1 Protocole de recherche (conception des dosages) .....	53
3.1.2 Préparation de l'infrastructure .....	54
3.1.3 Relevé au nucléodensimètre pré-traitement.....	55
3.1.4 Relevé au DCP pré-traitement .....	55
3.1.5 Contrôle de l'humidité du sol .....	57
3.1.6 Épandage de la chaux.....	57
3.1.7 Malaxage du sol .....	57
3.1.8 Nivelage .....	58
3.1.9 Compactage .....	58
3.1.10 Cure.....	59
3.2 Évaluations post-traitement .....	59
3.2.1 Relevé au DCP.....	60
3.2.2 Relevé de déflexion (« Benkelman Beam ») .....	63
3.2.3 Relevé au nucléodensimètre .....	64
3.2.4 Analyse des résultats .....	66
Chapitre 4 - Conception d'une chaussée non-revêtue .....	68
4.1 Calculs des charges et du trafic .....	68

4.2 Construction d'une chaussée non-stabilisée.....	69
4.3 Calculs d'épaisseur d'une chaussée stabilisée à la chaux .....	70
Chapitre 5 - Analyse économique et de rentabilité.....	72
Recommandations .....	76
Conclusions .....	78
Références .....	81
Annexe I - Les glaciations et les transgressions marines du quaternaire .....	86
Annexe II - Matrice pour le choix d'un produit de stabilisation .....	88
Annexe III - Matrice d'application du produit Gencrete™ .....	90
Annexe IV - Indices CBR de plusieurs traitements .....	92
Annexe V - Normes consultées concernant les essais d'identification des sols et du comportement des mélanges en laboratoire .....	94
Annexe VI - Abaque permettant de calculer l'application de chaux en fonction de l'indice de plasticité et du pourcentage d'argile .....	96
Annexe VII - Relevé au DCP .....	98
Annexe VIII - Herse à disques Grégoire Besson, modèle UFF810-81350.....	100
Annexe IX - Facteurs d'équivalence de charge .....	102
Annexe X - Calcul du nombre d'ECAS <sub>80</sub> par voyage pour un camion-remorque à 6 essieux .....	104
Annexe XI - Coût de construction et de stabilisation à la chaux excluant la pose de gravier .....	106
Annexe XII - Coûts de construction totaux d'une route non-stabilisée et stabilisée en fonction de la distance de transport du banc d'emprunt de gravier .....	108

## **LISTE DES TABLEAUX**

**Page**

<b>Tableau 1.1 Coefficient d'activité de différents minéraux.....</b>	<b>12</b>
<b>Tableau 1.2 Composition chimique en pourcentage des cendres volantes et du Ciment Portland.....</b>	<b>17</b>
<b>Tableau 2.1 Les limites d'Atterberg des horizons B et C .....</b>	<b>44</b>
<b>Tableau 4.1 Hypothèses de calcul pour le nombre total d'ECAS<sub>80</sub> sur une période d'exploitation de 15 ans .....</b>	<b>69</b>

## **LISTE DES FIGURES**

	<b>Page</b>
<b>Figure 1.1 Bloc moléculaire de base de l'argile .....</b>	<b>8</b>
<b>Figure 1.2 Schéma de la structure de la kaolinite .....</b>	<b>8</b>
<b>Figure 1.3 Schéma de la structure de la montmorillonite .....</b>	<b>9</b>
<b>Figure 1.4 Schéma de la structure de l'Illite .....</b>	<b>10</b>
<b>Figure 1.5 Schéma de la structure de la chlorite.....</b>	<b>11</b>
<b>Figure 1.6 Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casagrande .....</b>	<b>12</b>
<b>Figure 1.7 Variation des limites d'Atterberg en fonction du pourcentage de chaux par poids .....</b>	<b>30</b>
<b>Figure 1.8 Floculation et agglomération d'une argile traitée à la chaux .....</b>	<b>33</b>
<b>Figure 1.9 Déplacement de la courbe Proctor suite à une stabilisation à la chaux .....</b>	<b>34</b>
<b>Figure 1.10 Effet de plusieurs cycles de gel-dégel sur la résistance à la compression de trois sols traités à la chaux.....</b>	<b>37</b>

<b>Figure 1.11 Réactions pouzzolaniques suite à une série de cycles de gel-dégel .....</b>	<b>39</b>
<b>Figure 2.1 Profil du pèdon creusé pour les échantillons de sol.....</b>	<b>41</b>
<b>Figure 2.2 Analyse granulométrique des horizons B et C .....</b>	<b>43</b>
<b>Figure 2.3 Essais de compactage Proctor modifié.....</b>	<b>48</b>
<b>Figure 2.4 Variation de l'Indice CBR pour l'horizon C en fonction du temps pour différents pourcentages en chaux .....</b>	<b>50</b>
<b>Figure 3.1 Profil en profondeur de l'Indice CBR avant traitement incluant la dispersion des relevés .....</b>	<b>56</b>
<b>Figure 3.2 Évolution du CBR moyen dans le temps en fonction de la teneur en chaux pour les essais-terrain .....</b>	<b>61</b>
<b>Figure 3.3 Profil en profondeur de 50 à 250 mm de l'indice CBR en fonction de la teneur en chaux 1 jour après le traitement .....</b>	<b>62</b>
<b>Figure 3.4 Profil en profondeur de 50 à 250 mm de l'indice CBR en fonction de la teneur en chaux 60 jours après le traitement .....</b>	<b>62</b>
<b>Figure 3.5 Relevés de déflexion moyennes avant et un jour après traitement.....</b>	<b>64</b>
<b>Figure 3.6 Variation de la masse volumique moyenne pour les traitements de 3 et 6 % de chaux avant et 1 jour après traitement .....</b>	<b>65</b>
<b>Figure 4.1 Abaque de conception de chaussée .....</b>	<b>71</b>
<b>Figure 5.1 Coût de construction en fonction de la distance de transport à partir du banc d'emprunt de gravier chez Abitibi-Consolidated.....</b>	<b>73</b>

**Figure 5.2 Comparaison des coûts de construction d'une route  
non-stabilisée et de celle stabilisée incluant la pose de gravier.....74**

**Figure 5.3 Comparaison des coûts de construction d'une route  
non-stabilisée et de celles stabilisées à divers CBR incluant  
la pose de gravier .....75**

## **LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES**

<b>A</b>	<b>coefficient d'activité</b>
<b>C<sub>c</sub></b>	<b>coefficient de courbure</b>
<b>C<sub>u</sub></b>	<b>coefficient d'uniformité</b>
<b>CBR</b>	<b>« California Bearing Ratio »</b>
<b>CPI</b>	<b>« Cone Penetration Index »</b>
<b>DCP</b>	<b>« Dynamic Cone Penetrometer »</b>
<b>ECAS<sub>80</sub></b>	<b>Équivalent en Charge Axiale Simple</b>
<b>FÉC</b>	<b>Facteur d'Équivalence de Charge</b>
<b>HMP</b>	<b>Heures Machine Productive</b>
<b>ω<sub>L</sub></b>	<b>limite de liquidité</b>
<b>ω<sub>P</sub></b>	<b>limite de plasticité</b>
<b>I<sub>C</sub></b>	<b>indice de consistance</b>
<b>I<sub>L</sub></b>	<b>indice de liquidité</b>
<b>I<sub>P</sub></b>	<b>indice de plasticité</b>
<b>k</b>	<b>module de réaction du sol</b>



## **INTRODUCTION**

Cette introduction présente le contexte, les objectifs, la problématique et la méthodologie du projet.

Cette étude s'inscrit dans le contexte de l'application de produits stabilisants sur sols peu portants. De telles applications sont des pratiques courantes dans les ouvrages de génie civil depuis décennies. Parmi celles-ci, la stabilisation des infrastructures routières est commune depuis plusieurs décennies, et ce, à l'échelle mondiale. Malgré une utilisation accrue des techniques de stabilisation dans divers milieux, peu de compagnies forestières canadiennes ont eu recours à des travaux semblables sur les routes forestières construites sur des sols argileux.

Les routes forestières sont souvent construites à un coût très faible avec des critères de conception minimums. Cette façon de faire impose souvent l'arrêt du transport du bois durant les périodes de pluie intense et de dégel printanier. Cette contrainte va à l'encontre de la volonté des usines de transformation de réduire les inventaires de bois, d'augmenter la fraîcheur des bois les approvisionnant et par le fait même d'en améliorer la qualité. Il est donc nécessaire de leur fournir des solutions efficaces pour construire et maintenir leur réseau routier carrossable en tout temps, en particulier sur les sols à faible capacité portante.

L'objectif principal de ce projet est d'évaluer la faisabilité des techniques de stabilisation chimique des sols peu portants en voirie forestière dans l'Est du Canada. Il s'agit plus particulièrement, d'étudier les produits permettant d'augmenter la capacité portante de sols argileux à faible coût. En effet, afin de

rendre de telles applications opérationnelles, il est important d'établir la viabilité économique de ces solutions en considérant leur faisabilité, leur coût et leur durabilité en fonction des besoins de l'industrie forestière.

De façon plus spécifique, ce mémoire vise à :

- Dresser une revue bibliographique des connaissances et établir un recensement des produits de stabilisation utilisés en fonction de la nature des sols;
- Établir un choix justifié d'un produit de stabilisation à la lumière de la revue des connaissances, des caractéristiques propres aux sols argileux dans l'Est du Canada et des coûts associés;
- Valider à l'aide d'essais-laboratoire et sur des planches d'essais le choix du produit le plus approprié;
- Calculer l'épaisseur des différentes couches de la structure en fonction des résultats de stabilisation obtenus et selon une méthode de conception de chaussée non-revêtue reconnue;
- Dresser une analyse de rentabilité économique de la stabilisation préconisée.

La problématique de la construction de routes sur des terrains humides et argileux a toujours été d'actualité pour l'industrie forestière. Les régions argileuses situées au sud-ouest du bouclier canadien, mieux connues sous le nom de « clay belt », souffrent d'une rareté des matériaux granulaires de qualité. Ces régions argileuses sont situées, plus précisément, en Abitibi (Québec) et dans le Nord-Est de l'Ontario (annexe I). Alors que d'autres régions au Canada sont confrontées à des problématiques semblables, cette étude s'est concentrée plus particulièrement à la région d'Iroquois-Falls (Ontario).

Le coût pour le gravelage d'un chemin forestier dans la région d'Iroquois-Falls est exorbitant. La rareté des carrières de gravier dans cette région fait en sorte que les distances entre les carrières et les chantiers de construction sont très grandes occasionnant ainsi des coûts de transport de matériaux granulaires élevés. Il existe une autre difficulté soit celle de la contamination de la chaussée causée par une fondation argileuse et silteuse. La présence d'une nappe phréatique élevée aggrave le problème car les matériaux demeurent constamment humides. Les particules migrent donc vers la surface de roulement et la contaminent.

Lorsque les particules fines se mêlent à la surface de roulement, la capacité de drainage de la fondation et la capacité portante de la structure sont diminuées. Il en résulte alors de l'orniérage, des nids-de-poules et la perte de matériaux granulaires.

Pour éviter ces problèmes, la plupart des compagnies forestières opérant dans ces conditions transportent la majorité de leur bois sur des chemins d'hiver. Dans certains cas, le volume transporté sur ces chemins peut atteindre 80 % de l'approvisionnement annuel d'une compagnie. En fonctionnant ainsi, un grand volume de bois est laissé en forêt ou en inventaire à l'usine pour de longues périodes de temps.

La fibre perd alors graduellement ses qualités initiales; sa valeur et la qualité du produit transformé est diminuée. Bien que la construction de chemins d'hiver soit beaucoup moins dispendieuse que la construction de chemins d'été, les compagnies souhaiteraient transformer de la fibre fraîche durant toute l'année. L'emploi de produits stabilisants comme la chaux pourrait être une solution envisageable pour arriver à ces fins.

**En résumé, ce mémoire dresse d'abord une revue bibliographique exhaustive des connaissances et établit un recensement des produits de stabilisation utilisés en fonction de la nature des sols.**

**La méthodologie de cette étude repose sur une recherche bibliographique, des essais en laboratoire, la construction d'une section expérimentale, des essais en chantier sur cette section, une analyse statistique des résultats et une analyse de rentabilité de la méthode préconisée.**

**À la lumière de la revue bibliographique, un choix justifié du produit de stabilisation adapté aux conditions à l'étude est fait.**

**Des essais en laboratoire et en chantier permettent de valider le choix du produit et des dosages appropriés.**

**Un modèle de conception de chaussée non-revêtue est par la suite présenté afin de calculer l'épaisseur des différentes couches de la route en fonction des résultats de stabilisation obtenus.**

**Pour conclure, une analyse de rentabilité économique est dressée.**

## **CHAPITRE 1**

### **RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

Le chapitre précédent a fait ressortir le fait que certaines compagnies font face à une problématique de construction de routes qui a des retombées jusqu'à la qualité de la fibre et du produit fini. En effet, les terrains lorsque argileux ne leur permettent pas de construire des routes à des coûts raisonnables pour le transport de bois durant le printemps, l'été et l'automne. Afin de mieux comprendre la problématique des sols peu portants, cette première partie du chapitre décrit leurs caractéristiques. La seconde partie du chapitre dresse un sommaire des techniques et produits de stabilisation courants et la troisième partie approfondit le processus de stabilisation à la chaux.

#### **1.1 CARACTÉRISATION DES SOLS PEU PORTANTS**

Il est largement admis que les sols ayant un « California Bearing Ratio » (CBR) variant entre 0 et 5 ne possèdent pas une capacité portante adéquate pour la construction d'une route (Henry, 1999). Ces sols nécessitent donc une forme de stabilisation quelconque ou un déblaiement. Biczysko (1996) rapporte qu'un module de réaction (k) du sol mesuré par l'essai à la plaque, supérieur à 65 kN/m<sup>2</sup>/mm constitue une bonne plate-forme pour les structures. La valeur k, peut être reliée au CBR par l'équation d'approximation suivante (Biczysko, 1996) :

$$(1.1) \quad \text{CBR} = 0,01 \, k^{1.72}$$

L'application de l'équation 1.1 pour un  $k$  de  $65 \text{ kN/m}^2/\text{mm}$  donne un CBR de l'ordre de 13. Cette constatation est corroborée par Little (1995) qui considère qu'un CBR variant de 12 à 15 constitue une bonne plate-forme pour la construction d'une route. Il est généralement admis chez FERIC (Provencher, 2000) que les sites peu portants exploités par les compagnies forestières de l'Est Canadien se retrouvent en Abitibi (Québec) et dans le Nord-Est de l'Ontario. Telles que présentées en annexe I, ce sont des régions de lacs glaciaires où des matériaux fins, tels les argiles sont présentes en abondance (Landry *et al*, 1992).

### **1.1.1 Caractéristiques des argiles**

Un sol argileux peut contenir certains minéraux argileux ou tout autre minéral. Les sols argileux sont généralement plastiques et cohérents (Holtz, 1991). Selon le « Unified Soil Classification System » (USCS) un sol est considéré fin lorsque sa granulométrie est inférieure à  $0,075 \text{ mm}$  (tamis No 200) (Howard, 1986). Le USCS regroupe les silts et argiles dans cette même catégorie. Or, même si les silts sont des sols à grains fins, ils ont le comportement des sols granulaires; ils sont pulvérulents et non plastiques (Holtz, 1991). L'eau influence leur comportement puisqu'ils sont dilatants, mais contrairement aux argiles, leur plasticité est à peu près nulle. Il est alors correct de dire que leur résistance est pratiquement indépendante à leur teneur en eau, ce qui les rapproche aux caractéristiques des sables.

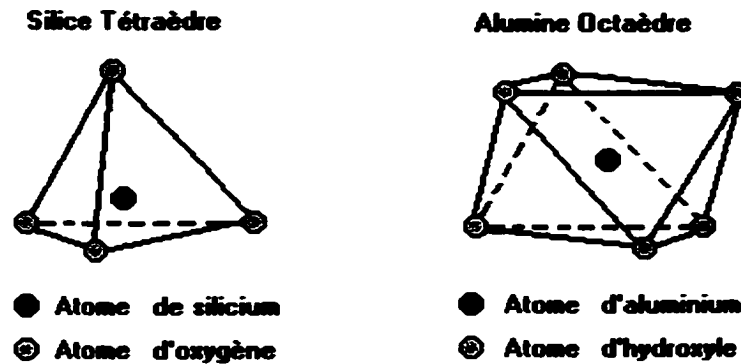
D'autres systèmes de classification plus couramment utilisés en génie civil discriminent les argiles et les silts à cause de leurs différents comportements. En effet, les systèmes AASHTO (AASHTO, 1990) et ASTM (ASTM, 1991) catégorisent les argiles comme ayant une granulométrie se retrouvant entre  $0,001$  et  $0,005 \text{ mm}$ . Les silts, quant à eux, se retrouvent entre  $0,005$  et  $0,075 \text{ mm}$ . On retrouve aussi une classe inférieure à  $0,005 \text{ mm}$ , soit les colloïdes.

En mécanique des sols, on reconnaît que les argiles possèdent des propriétés mécaniques et chimiques qui leurs sont propres. Étant donné leur grande activité sur le plan électrochimique, une faible proportion d'un minéral argileux dans un sol peut modifier ses propriétés et son comportement mécanique. En effet, lorsque le pourcentage d'argile dans un sol excède 50 %, les particules de silts et de sable flottent dans une matrice argileuse où leur présence n'a aucun effet sur le comportement global du mélange (Holtz, 1991).

Malgré leurs petites dimensions, les argiles possèdent une très grande surface spécifique qui résulte de leur forme en feuillet. Possédant une grande surface chargée négativement, elles sont alors très actives et peuvent adsorber des liquides comme l'eau ainsi que d'autres cations chargés positivement disponibles dans leur environnement. Certaines argiles peuvent retenir jusqu'à 7 fois leur masse sèche en eau (Little, 1995). Lorsque les feuillets d'argiles sont pleinement hydratés, l'eau les force dans un positionnement parallèle. Dans cet arrangement, l'argile possède peu de force mécanique, notamment en cisaillement, et représente donc un sol peu accommodant pour soutenir des charges verticales, telles que celles induites par le passage de poids lourds.

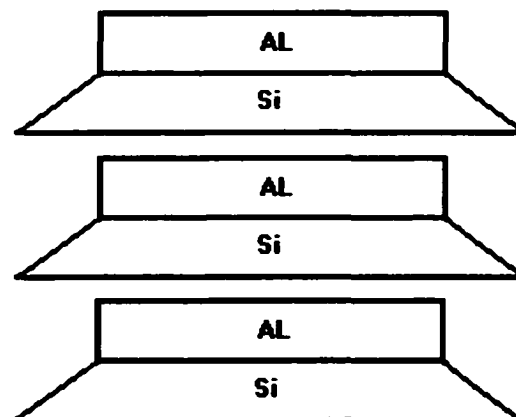
### **1.1.2 Caractéristiques minéralogiques des argiles**

Cette section reprend brièvement les principales caractéristiques minéralogiques des argiles car celles-ci ont une influence primordiale pour une bonne compréhension du phénomène de stabilisation. Les minéraux argileux font partie du groupe des phyllosilicates qui contiennent une grande proportion d'eau emprisonnée entre des feuillets de silice. Sur le plan chimique, ce sont des alumino-silicates hydrex ajoutés à d'autres ions métalliques. La figure 1.1 illustre le bloc moléculaire de l'argile qui est constituée de feuillets d'oxyde de silice tétraèdre ( $\text{SiO}_4$ ) et de feuillets d'alumine octaèdre ( $\text{Al}(\text{OH})_6$ ).



**Figure 1.1 Bloc moléculaire de base de l'argile**

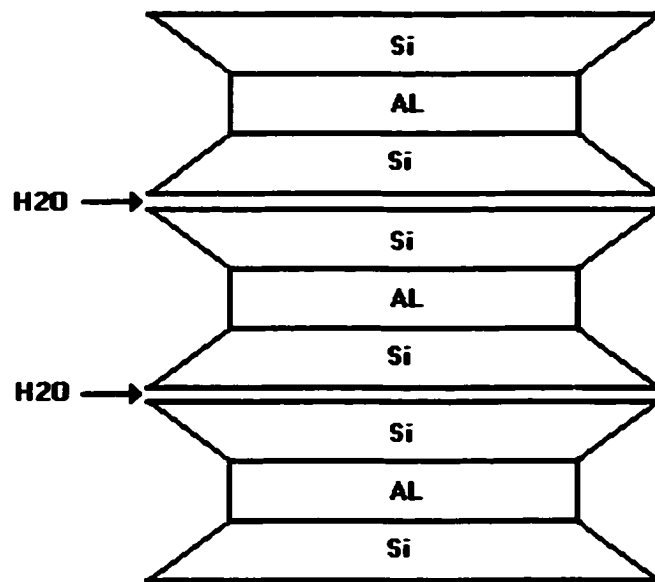
On retrouve quatre grands groupes minéralogiques chez les argiles; la kaolinite, la montmorillonite, l'illite et la chlorite. La *kaolinite* (figure 1.2) est constituée d'un feuillet de silice en forme de tétraèdre et d'une plaquette d'alumine en forme d'octaèdre. La charge positive de la plaquette de silice balance la charge négative de la plaquette d'alumine hydratée. Les deux feuillets forment donc une couche stable sauf en périphérie où les liens sont souvent brisés (Scholen, 1995). La kaolinite est considérée comme étant un minéral argileux 1:1 car les feuillets sont empilés en alternance (Holtz, 1991).



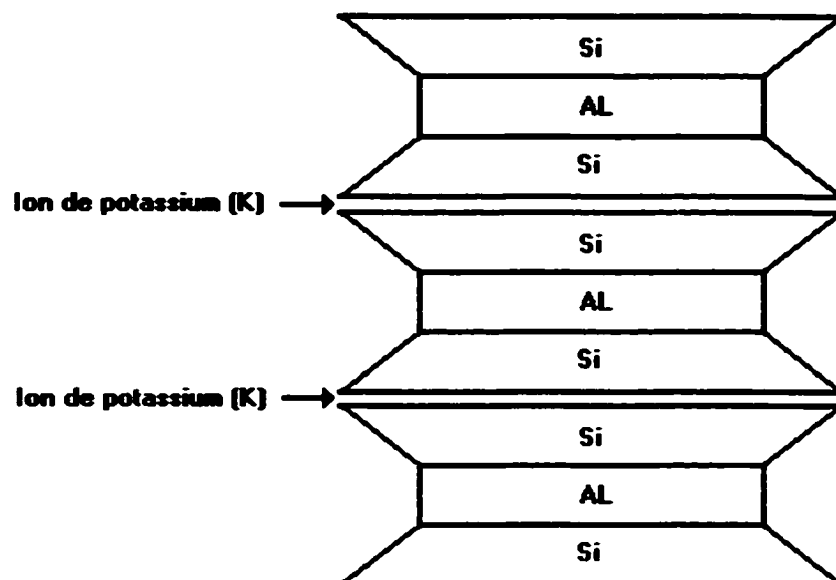
**Figure 1.2 Schéma de la structure de la kaolinite (Craig, 1987)**



La *montmorillonite*, aussi appelée *smectite*, et l'*illite* possèdent, quant à elles, des feuillets de silice de part et d'autre de la plaquette d'alumine (figures 1.3 et 1.4). Ce sont donc des argiles possédant trois feuillets par couche qui sont reconnues comme ayant une structure 2:1. Cependant, contrairement à la montmorillonite, les espaces entre les couches de l'illite sont reliés par un atome de potassium.

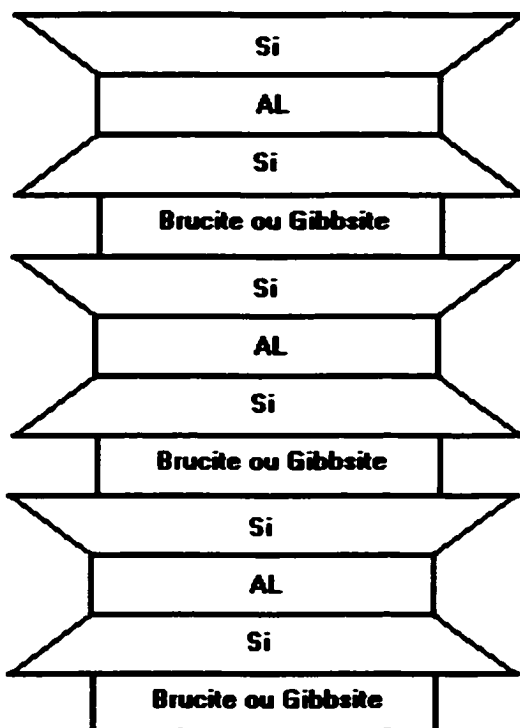


**Figure 1.3 Schéma de la structure de la montmorillonite (Craig, 1987)**



**Figure 1.4 Schéma de la structure de l'Illite (Craig, 1987)**

Le dernier groupe appelé *chlorite* (figure 1.5) est composé d'une répétition de feuillets de silice, alumine, silice et gibbsite ou brucite. On la reconnaît donc comme ayant une structure 2:1:1. Étant donné que l'eau peut pénétrer entre les couches, la chlorite peut être gonflante. Or, elle n'est pas aussi active que la montmorillonite (Holtz, 1991).



**Figure 1.5 Schéma de la structure de la chlorite (Holtz, 1991)**

Alors que la méthode la plus précise pour classifier les minéraux argileux est celle de la diffraction par rayons-X, il existe deux autres méthodes simples d'approximation. La première consiste à calculer le coefficient d'activité (A) utilisant la formule suivante :

$$(1.2) \quad A = I_p / \text{pourcentage d'argile (Holtz, 1991)}$$

où :

A = Coefficient d'activité

$I_p$  = Indice de plasticité

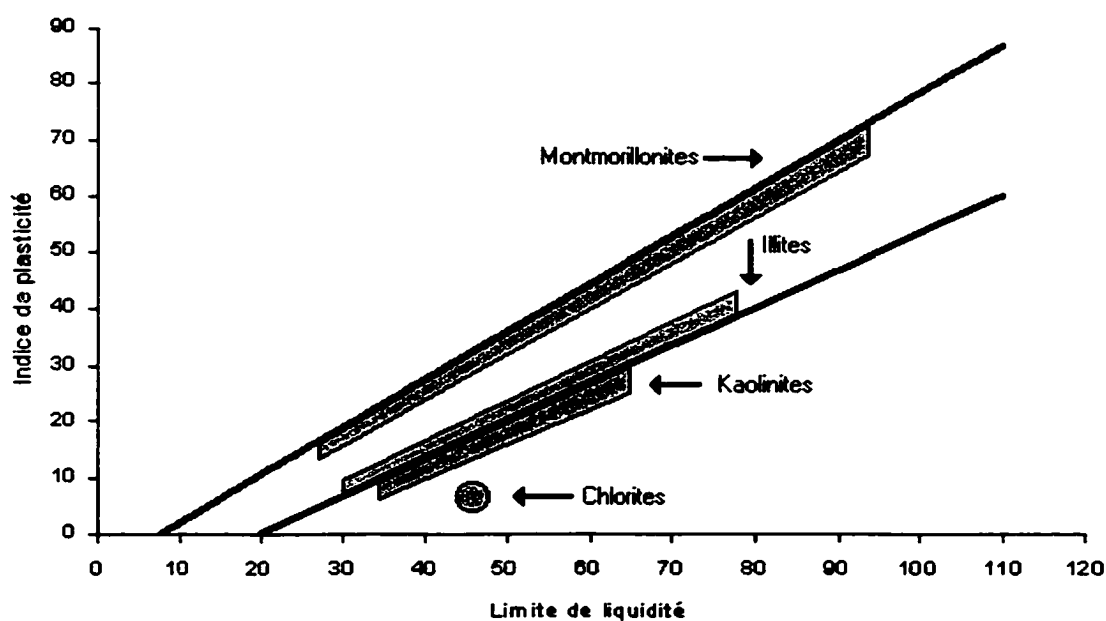
Le tableau 1.1 illustre la corrélation entre le coefficient d'activité et le type de minéral argileux.

**Tableau 1.1****Coefficient d'activité de différents minéraux**

Minéral	Activité
Montmorillonite	1,0 – 7,0
Illite	0,5 – 1,3
Kaolinite	0,3 – 0,5
Chlorite	n.d.

**(Holtz, 1991; Mitchell, 1976)**

Une deuxième méthode proposée par Casagrande (Holtz, 1991) suggère d'utiliser les limites d'Atterberg. En effet, l'abaque de plasticité de Casagrande (figure 1.6) peut donner autant de renseignements pertinents que n'importe quelle analyse de haute précision par diffraction ou par différenciation thermique (Holtz, 1991). Connaissant la limite de liquidité ( $\omega_L$ ) et l'indice de plasticité ( $I_P$ ), le minéral peut être déterminé en plaçant les points sur la figure 1.6.



**Figure 1.6 Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casagrande (Holtz, 1991)**

Alors que cette partie a mis en lumière les principales caractéristiques minéralogiques des argiles, la section 1.2 dressera un portrait des divers produits utilisés permettant de les stabiliser.

## **1.2 TECHNIQUES ET PRODUITS POTENTIELS DE STABILISATION**

Cette recherche dresse un portrait des techniques et produits utilisés pour la stabilisation des sols. De plus, fondé sur ces recherches, le choix du produit le mieux adapté aux besoins de l'industrie forestière est établi.

### **1.2.1 Processus de stabilisation**

La plupart des sols requièrent souvent une certaine stabilisation afin d'augmenter leur stabilité mécanique et d'améliorer leur performance. La technique de stabilisation la plus reconnue est sans doute le compactage physico-mécanique qui augmente la stabilité mécanique de n'importe quel sol (Little, 1995). Par contre, le compactage à lui seul n'est pas toujours suffisant et ceci est particulièrement vrai pour les sols à granulométrie fine.

Une autre forme de stabilisation peut se faire simplement en modifiant la courbe granulométrique du sol. Il s'agit de mélanger le sol avec des granulats de différentes dimensions pour lui donner une granulométrie étalée. Des coefficients mathématiques, tels que le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et le coefficient de courbure ( $C_c$ ), permettent de calculer l'étalement d'une courbe granulométrique donnée.

Il a été démontré à la section précédente que les argiles plastiques ont un comportement mécanique très variable dû à leur sensibilité à l'eau. Lorsque sèche et consolidée, une argile peut avoir une capacité portante relativement bonne. Or, lorsqu'elle est humide elle perd ses propriétés mécaniques et devient très instable. Le principe général de la stabilisation est donc simple; *augmenter*

*et maintenir la densité du sol.* Pour une argile, il s'agit de l'assécher suffisamment et de la garder imperméable, lui permettant ainsi de maintenir ses propriétés mécaniques.

La stabilisation chimique (physico-chimique) est une avenue intéressante pour améliorer les propriétés mécaniques des sols argileux. En effet, ces pratiques de stabilisation sont utilisées depuis plusieurs millénaires. À cette époque, les pyramides de Shersi au Tibet étaient construites à partir d'un mélange de chaux et d'argile compactée (Rogers *et al*, 1996b). Ce n'est que vers la fin des années 1940 aux États-Unis que les premières études de mélanges chaux-argiles ont été effectuées en laboratoire (Rogers *et al*, 1996b). Aujourd'hui, les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie civil à l'échelle mondiale. La chaux, le ciment et les cendres volantes sont les produits stabilisants les plus couramment utilisés.

Une autre méthode de stabilisation envisageable pour les granulats fins, qui sera également abordée dans ce chapitre, est celle de la stabilisation électrochimique. Cette dernière est possible par l'ajout d'une huile sulfurée « sulfonated oil » au sol. Moins connue que la stabilisation physico-chimique, la stabilisation électrochimique a été utilisée sur plusieurs routes en Asie, l'Amérique du Sud et en Europe depuis environ 30 ans (Puffer *et al*, 1983). Elle est également utilisée aux États-Unis depuis quelques temps et commence à faire son apparition au Canada.

### **1.2.2 Utilisation de la chaux**

Depuis plusieurs décennies, l'utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. En effet, plusieurs études ont démontré que les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux peuvent être modifiées de façon permanente (Biczysko, 1996; Greaves, 1996; Kelley, 1988). Little (1995), rapporte qu'en général, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance

structurale équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou en concassé.

Plusieurs réactions sont initiées lors de l'ajout de la chaux à un sol à granulométrie fine. D'abord l'échange cationique et la floculation modifient presque instantanément la plasticité, la maniabilité, la résistance et les propriétés de déformation sous charge d'un sol (Moore, 1987). Ces deux premières réactions constituent une modification à la structure mécanique du sol. Une telle modification peut généralement être atteinte avec aussi peu que 1 % de chaux.

Une deuxième séquence de réactions appelées réactions pouzzolaniques, constitue la période de stabilisation. Durant cette réaction, le mélange chaux-argile forme des agents de cimentation qui augmentent la résistance ainsi que la durabilité du mélange. Les réactions pouzzolaniques dépendent grandement de la température et évoluent avec le temps. En effet, les réactions pouzzolaniques sont un phénomène qui peut prendre du temps et la résistance d'un sol peut augmenter après plusieurs années. Aussi, une température inférieure à environ 15 °C retarde les réactions alors qu'une température plus élevée les accélère (Moore, 1987). Les réactions pouzzolaniques sont possibles grâce à l'apport d'alumine et de silice fournies par l'argile. Il est alors très important de bien connaître la proportion d'argile présente dans le sol lorsque les réactions pouzzolaniques sont désirées.

Une présentation plus étoffée du mécanisme des réactions pouzzolaniques est donnée à la section 1.3 permettant de mieux comprendre les phénomènes de la stabilisation avec la chaux.

### **1.2.3 Utilisation des cendres volantes**

Les cendres volantes et la chaux sont intimement liées quant à leur processus de stabilisation. Comme il sera traité dans cette section, les cendres volantes sont souvent utilisées conjointement avec la chaux dans les travaux de stabilisation.

#### **1.2.3.1 Les propriétés des cendres volantes**

Les cendres volantes sont des cendres fines produites lorsqu'un carburant pulvérisé tel le charbon, est brûlé dans une centrale thermique pour la production d'énergie. Ce produit est connu comme une pouzzolane artificielle possédant les propriétés d'un liant pouzzolanique. Un exemple de pouzzolane naturelle est le charbon volcanique.

Avant la combustion, le charbon est pulvérisé dans une usine de charbon et est injecté dans une fournaise à l'aide d'air chaud sous pression. Le charbon est ensuite brûlé en suspension à des températures variant de 1300 à 1600 °C. Environ 15 % du charbon tombe entre des grilles situées au bas de la fournaise. Ce charbon est appelé « charbon de foyer », et est relativement grossier (de 30 µm à 30 mm). Environ 80 à 85 % s'échappe en dehors de la fournaise par les fumées sous forme d'une poudre sèche très fine connue sous le nom de « cendre volante ». Les cendres volantes sont ensuite séparées des gaz d'échappement par un dépoussiéreur électrostatique.

#### **1.2.3.2 Les propriétés physiques**

Les cendres volantes ont une composition très semblable à celle du ciment. Elles ont un aspect de poudre fine, douce au toucher et leur couleur varie d'un brun crème au gris noir. Leur couleur dépend de la teneur en carbone non brûlé, en oxyde de fer et de leur humidité. Les particules sont un mélange de billes pleines, de coquilles ouvertes vitreuses et de grains anguleux.



La dimension des particules s'échelonne de 0,5 à 200  $\mu\text{m}$  avec un passant au tamis de 80  $\mu\text{m}$  d'environ 75 à 90 % et au tamis de 50  $\mu\text{m}$  de 60 à 85 % (Chauvin *et al*, 1980). La surface spécifique varie entre 2000 à 4 000  $\text{cm}^2/\text{g}$  et la densité des cendres volantes sèches en vrac varie de 550 à 900  $\text{kg}/\text{m}^3$  après tassement.

### 1.2.3.3 Les propriétés chimiques

Il existe deux classes de cendres volantes produites à l'aide de charbon soient les cendres silico-alumineuses et les cendres sulfo-calciques. La norme ASTM C618 catégorise également les cendres volantes en deux catégories, soient la Classe F (silico-alumieuse) et la Classe C (sulfo-calcique). Le tableau 1.2 indique la composition chimique des deux classes en comparaison avec le Ciment Portland.

**Tableau 1.2**

**Composition chimique en pourcentage des cendres volantes et du Ciment Portland**

Composés Chimiques	Classe F Silico-alumineuse (%)	Classe C Sulfo-calcique (%)	Ciment Portland (%)
SiO <sub>2</sub>	55	29	23
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	26	13	4
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7	9	4
CaO (chaux)	9	41	65
MgO	2	1	2
SO <sub>3</sub>	1	7	2

(Chauvin *et al*, 1980; Lav et Kenny, 1997)

Les quatre composés importants des cendres volantes nécessaires pour la stabilisation sont donc la silice, l'alumine, l'oxyde de fer et la chaux dont la somme représente entre 92 et 97 % de leur masse totale. Les cendres provenant de la combustion de lignite (cendres sulfo-calciques) contiennent plus de chaux (41 %) et moins de silice.

#### **1.2.3.4 Stabilisation des argiles à l'aide des cendres volantes**

La plupart des sols peuvent être traités avec un mélange chaux-cendres volantes. L'approche générale du dosage du mélange consiste à ajouter suffisamment de cendres volantes afin de bien remplir les vides du mélange ainsi que d'y apporter une densité maximale. L'étape suivante consiste à ajouter suffisamment de chaux permettant de favoriser les réactions pouzzolaniques entre la chaux et les pouzzolanes disponibles dans les cendres volantes.

L'addition des cendres volantes à l'argile réduit considérablement sa perméabilité. Par conséquent, tout dépendant du type de sol, l'addition de cendres volantes et de chaux peut donner de meilleurs résultats qu'avec la chaux seule (Davidson *et al*, 1962). Ainsi, un mélange de cendres volantes et de chaux semble avoir les propriétés d'un liant hydraulique, soit d'être capable de durcir non seulement dans l'air, mais également dans l'eau (Lav *et al*, 1997). Avec un bon dosage, l'addition des cendres volantes peut augmenter les propriétés mécaniques d'un sol notamment sa résistance au cisaillement (Davidson *et al*, 1962; Hadi, 1999; Lav *et al*, 1997).

En conséquence, grâce à leurs propriétés pouzzolaniques, la chaux et les cendres volantes peuvent continuer à augmenter la résistance mécanique d'un sol pendant plusieurs années. Il est important de noter que les cendres volantes peuvent se comporter différemment en raison de leur teneur en chaux. Par

exemple, les cendres silico-alumineuses possèdent peu de chaux dans leur composition chimique et ne peuvent ainsi agir comme un liant hydraulique à elles seules. Elles ont toutefois les caractéristiques d'une pouzzolane qui les rapprochent des cendres volcaniques. Il est donc nécessaire de leur ajouter de la chaux pour qu'elles fonctionnent.

Pour obtenir un vrai liant avec un mélange de cendres volantes et de chaux, il faut utiliser un ratio approprié. Le ratio chaux/cendres volantes peut varier entre 1/3 à 1/5 (Colombier *et al*, 1980). Contrairement aux cendres silico-alumineuses, les sulfo-calciques possèdent à elles seules les propriétés d'un liant hydraulique car elles contiennent 41 % de chaux. Elles sont donc des cendres volantes hydrauliques.

#### **1.2.3.5 Études réalisées**

Les chercheurs américains sont de loin les pionniers dans l'utilisation des cendres volantes. Déjà en 1960, un essai a été réalisé avec succès dans l'État de l'Alabama sur 14 km de route (Hester, 1967). Un mélange de 15 % de cendres volantes et de 5 % de chaux vive a été utilisé comme agent stabilisant pour une couche traitée de 10 cm. Cette couche a ensuite été recouverte d'un enrobé bitumineux. Le chemin a été soumis à un trafic lourd provenant d'une mine de charbon. Le tronçon de chemin est demeuré en bon état sauf pour quelques sections qui se sont détériorées dû au mauvais drainage de la couche de sous-fondation.

Citons aussi une étude suivant effectuée au Texas en 1988 (Wong *et al*, 1989) où l'application d'une quantité de cendres volantes a aussi été tentée. Suite à la mise en place et le compactage, la résistance à la compression n'a augmenté que de 255 kPa sur une période de 7 à 28 jours de mûrissement. De plus, la couche de béton bitumineux avait ondulé après seulement quelques mois. Les essais ont été considérés comme un échec (Wong *et al*, 1989). Il semble que

l'échec soit dû à un faible taux de chaux présent dans les cendres volantes utilisées.

#### **1.2.4 Utilisation du Ciment Portland**

Le Ciment Portland est un autre produit envisageable pour la stabilisation de certaines catégories de sols pour les routes forestières dans l'Est du Canada. Alors qu'il existe plusieurs similarités entre la chaux et le Ciment Portland comme stabilisants, certaines distinctions doivent être identifiées avant de faire un choix. Ces différences incluent la durabilité et la permanence des effets du traitement, la résistance initiale, le développement de la résistance en fonction du temps et le temps de cure.

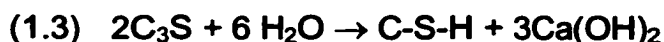
##### **1.2.4.1 Les propriétés chimiques**

Le Ciment Portland est un matériau fin formé à partir d'un mélange de clinker et de gypse. Le clinker est composé principalement de quatre phases d'oxydes; silicate tricalcique ( $C_3S$ ), silicate bicalcique ( $C_2S$ ), aluminat tricalcique ( $C_3A$ ) et ferroaluminat tétracalcique ( $C_4AF$ ).

où (en chimie du ciment) : C = Ca, S =  $SiO_2$ , A =  $Al_2O_3$  et F =  $Fe_2O_3$

Les deux phases de silice calcique sont les plus importantes dans le processus de stabilisation. Lors de l'hydratation, ces deux phases produisent l'hydroxyde de calcium ( $Ca(OH)_2$ ) et l'hydrate de silice calcique ( $C_3-S_2-H_3$ ). L'hydroxyde de calcium fournit l'apport en calcium nécessaire à l'échange cationique, à la floculation de l'argile et à son agglomération. L'hydrate de silice calcique, quant à lui, apporte la résistance ainsi que la structure au sol traité (Prusinski *et al*, 1999).

Lorsque le Ciment Portland est mélangé à l'eau, l'initiation de l'hydratation occasionne une augmentation rapide de la concentration de calcium dans le sol. La solution devient donc saturée en hydroxyde de calcium (équation 1.3). À mesure que les ions de calcium ( $\text{Ca}^{2+}$ ) sont libérés, ils deviennent disponibles pour stabiliser l'argile. Après un certain temps (environ 12 heures), une quantité importante de calcium et d'eau est consommée formant ainsi le C-S-H ( $\text{C} = \text{C}_3$ ,  $\text{S} = \text{S}_2$ ,  $\text{H} = \text{H}_3$ ) et le  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (équation 1.4).



#### **1.2.4.2 Processus de stabilisation**

Le processus de stabilisation initié par l'ajout du Ciment Portland à l'argile engendre quatre étapes distinctes :

L'échange cationique;

La floculation et l'agglomération de l'argile;

L'hydratation par cimentation;

Les réactions pouzzolaniques.

Le Ciment Portland possède des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux, soit celle de l'hydratation par cimentation. Tel qu'indiqué dans les équations 1.3 et 1.4, l'hydratation produit des matériaux de cimentation. Lorsque le Ciment Portland est hydraté, en plus du C-S-H, il forme également l'hydrate d'alumine-calcique (C-A-H) et le  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Le C-S-H et le C-A-H forment un réseau servant de « colle » donnant une structure et de la résistance au mélange (Prusinski *et al.* 1999).

### **1.2.4.3 Méthode d'application**

L'ajout du Ciment Portland conjointement avec la chaux aide à augmenter les propriétés mécaniques du sol traité. Généralement, le sol est traité dans un premier temps avec la chaux, en préparation à l'ajout du ciment. Cette première étape permet d'assécher le sol par absorption et évaporation de l'eau et nécessite seulement une faible application de chaux de l'ordre de 1 %. Tel que discuté à la section 1.2.2, ce processus de modification réduit considérablement l'indice de plasticité rendant le sol friable et donc plus maniable. L'ajout du ciment vient ensuite fournir au mélange les pouzzolanes nécessaires afin que le sol puisse gagner de la résistance mécanique dans le temps. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine, ont besoin de cet apport en ciment si les réactions pouzzolaniques (stabilisation) sont désirées.

Little (1995), a développé une grille de décision qui fournit le stabilisant le plus approprié selon la granulométrie et les limites d'Atterberg. Cette grille est reproduite à l'annexe II. Il ressort de cette grille que le Ciment Portland peut généralement être utilisé dans les mêmes types de sols que la chaux. Prusinski *et al.* (1999), rapportent également que contrairement à la croyance populaire, le Ciment Portland peut stabiliser efficacement des sols ayant un  $I_p$  pouvant atteindre 50.

Enfin, Chaddock (1996) rapporte que de plus grandes résistances ont été atteintes après sept jours sur une argile sableuse et une argile silteuse avec un traitement de chaux-ciment comparativement à un traitement à la chaux seule.

### **1.2.5 Utilisation des produits d'huile sulfurée**

Plusieurs produits d'huile sulfurée (« sulfonated oil ») sont disponibles sur le marché et distribués sous différents noms. D'abord, le stabilisateur de sol

**Gencrete™ est un produit qui a été utilisé sur des routes non-revêtues à l'échelle mondiale depuis quelques années. Également connu sous le nom de Condor™ Soil Stabilizer ou encore Condor SS, Gencrete est maintenant distribué en Amérique du Nord par General Chemical. Près de 1 000 km de routes rurales, routes urbaines, routes pour les compagnies pétrolières, autoroutes et pistes d'atterrissage ont été stabilisées avec succès au Venezuela et en Colombie. On rapporte que des économies de construction variant de 30 à 80 % ont été atteintes lors de ces travaux grâce au Condor SS (Escobar, 1991). Scholen (1995) rapporte également que plusieurs routes forestières dans plus de douze États américains ont été stabilisées avec succès.**

**Un autre produit d'huile sulfurée disponible est le CBR-Plus. Bien que peu connu dans l'Est Canadien, ce produit a été utilisé par quelques compagnies forestières dans l'Ouest Canadien ainsi qu'à l'échelle mondiale. Le CBR-Plus également connu sous le nom de Con-Aid a servi dans plus de 96 pays comme stabilisant et abat-poussière.**

**La mission première de l'huile sulfurée est de contrôler la teneur en eau des argiles de même que d'autres matériaux fins. L'utilisation de ce produit aide à augmenter la capacité portante de ces sols ainsi qu'à diminuer leurs tendances au rétrécissement et au gonflement. Une matrice d'application du produit en fonction du type de sol est suggérée par le manufacturier de Gencrete. Cette matrice est présentée en annexe III. Tel que spécifié dans cette matrice, le Gencrete est généralement utilisé pour les sols fins notamment de A-4 à A-7 (AASHTO). Escobar (1986) suggère également l'utilisation de l'huile sulfurée pour un mélange de graviers et fins lorsqu'au moins 20 % des fins sont retenus au tamis No. 200 et probablement jusqu'à 40 %. Scholen (1995) rapporte que ces stabilisateurs réagissent seulement avec les minéraux argileux des sols. Ces études sur le Condor SS et un autre produit semblable appelé le ISS ont**

été menées sur des sols argileux où 40 % des fins étaient retenus au tamis No. 200.

#### **1.2.5.1 Caractéristiques physico-chimiques**

L'huile sulfurée est un stabilisateur électrochimique et elle consiste en un produit dérivé de la fraction naphthalène du pétrole. Elle est acide et corrosive. Elle se retrouve sous forme d'un liquide noir et visqueux possédant une densité de 1,15, un pH d'environ 1,25 et une viscosité légèrement inférieure à l'eau (Escobar, 1986). Étant soluble dans l'eau, ce produit est généralement mélangé à l'eau pour faciliter son application et assurer une distribution homogène lors du traitement.

#### **1.2.5.2 Réaction électrochimique**

Tel qu'expliqué dans la section précédente, les minéraux d'argiles possèdent des ions négatifs (anions) qui les rendent susceptibles d'attirer et de s'agglomérer aux cations ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ , ou  $\text{K}^+$ ) présents dans l'eau (CBR-Plus North America, 1999). Par cette réaction, les particules fines se retrouvent donc entourées d'une pellicule d'eau. L'arrivée de l'huile sulfurée dans un mélange agit d'abord en changeant la nature électrochimique du sol. En effet, l'huile sulfurée possède une charge positive plus forte que les cations dans l'eau brisant ainsi le lien électrochimique entre l'eau et les minéraux d'argile (Escobar, 1986).

Ce produit remplace donc l'eau liée aux particules du sol et forme une couche protectrice autour des minéraux d'argile. L'eau devient ainsi libre et peut se drainer par gravité, évaporation et compactage. Il semble que ce traitement est un échange d'ions irréversible permettant d'atteindre une stabilisation permanente (Puffer *et al*, 1983).



Une fois traitées, les plaquettes d'argiles peuvent se positionner de manière à s'attirer les unes aux autres, leur permettant ainsi de s'agglomérer. Par compactage, le sol devient dense, éliminant les structures capillaires et poreuses et entraînant un gain significatif de la résistance au cisaillement. La succion de l'eau par capillarité se verra donc éliminée (Escobar, 1986). Des études réalisées au Vénézuéla ont montré une réduction de la teneur en eau du sol de 30 à 90 % à l'optimum Proctor après 60 jours (Escobar, 1986). Dans cet essai, la densité a augmenté de 15 % ce qui a entraîné une réduction de la perméabilité du sol. Il a également été observé que la réaction électrochimique se poursuit après le traitement durant plus d'un an.

L'huile sulfurée est normalement appliquée à une concentration de l'ordre de 0,015 à 0,025 litres/m<sup>2</sup> sur une profondeur de 15 cm. Le dosage dépend du type de sol. Le produit doit être dilué avec l'eau de façon à obtenir un rapport d'environ 1 pour 400. Or, ce rapport peut varier en fonction de la teneur en eau du sol au moment du traitement. Plus le sol est sec, plus ce rapport peut augmenter. Contrairement à d'autres produits comme le ciment, l'huile sulfurée ne requiert pas de période de mûrissement ou de cure. Une interruption au traitement n'est donc pas problématique.

La venue des produits d'huile sulfurée est relativement nouvelle au Canada et fait présentement l'objet d'évaluations techniques des divers fournisseurs.

#### **1.2.6 Les fibres synthétiques en polypropylène**

Les fibres synthétiques en polypropylène représentent un autre produit utilisé pour augmenter la stabilité mécanique des sols fins. Ce produit est composé de petits filaments en polypropylène possédant une résistance à la traction élevée variant de 552 à 758 MPa (Puppala *et al*, 2000). Lorsque mélangées au sol, les fibres synthétiques abaissent les déformations verticales dues au retrait de

l'ordre de 3 %. Par contre, elles augmentent le gonflement du sol en présence d'eau de l'ordre de 2 % (Puppala *et al*, 2000).

L'augmentation du gonflement est principalement causée par une meilleure distribution de l'eau dans le sol due à la présence des fibres. La diminution des déformations verticales par retrait est principalement due à l'augmentation de la résistance en traction du mélange sol-fibres. Les fibres agissent comme un lien mécanique entre les particules de sols augmentant ainsi la capacité portante globale du mélange. Puppala *et al* (2000) rapportent que l'augmentation en résistance à la compression optimum est atteinte par l'ajout de 0,3 % de fibres synthétiques par masse sèche du sol. Dans cette étude, une résistance à la compression de 285 kPa a été atteinte par rapport à 225 kPa lorsque traité à l'optimum. Puisqu'elles offrent une stabilisation mécanique, aucun temps de mûrissement n'est requis.

Les fibres synthétiques peuvent être recyclées à partir de matériaux plastiques usagés. Elles offrent une résistance chimique et ne sont pas affectées par le sel, la dégradation biologique, les ultraviolets et les températures élevées.

Bien que peu connues au Canada, les fibres synthétiques sont utilisées dans plusieurs États américains.

La partie précédente de ce chapitre a présenté plusieurs produits envisageables pour la stabilisation des sols argileux. Le choix d'un ou des produits dépend de plusieurs critères; le type de sol, la disponibilité des matériaux, le coût des matériaux et les résultats espérés en terme de performance. La section suivante mettra en lumière le choix du produit de stabilisant utilisé dans le cadre de ce travail.

### **1.2.7 Choix du stabilisant retenu dans le cadre de cette étude**

Les critères régissant le choix du stabilisant à recommander pour renforcer la rigidité des sols argileux lors de la construction des routes forestières ont été établis à la lumière de l'expérience de l'auteur et de ses collègues au sein de l'Institut canadien de recherches en génie forestier (FERIC).

Ces critères du choix de stabilisants sont listés ci-dessous par ordre d'importance :

- La disponibilité des produits de stabilisation à proximité des lieux des travaux;
- L'historique de la performance et la compatibilité des stabilisants au type de sol à l'étude;
- Le coût des produits de stabilisation livrés au site.

Tout d'abord, l'option d'utilisation des cendres volantes a été évaluée afin de voir si le produit était disponible dans la région prévue pour les planches d'essais. Plusieurs usines de co-génération opèrent présentement au Québec et en Ontario produisant des cendres volantes provenant de la combustion des résidus d'écorce et de bois. Contrairement aux usines brûlant le charbon, ces cendres volantes ne contiennent pas la silice, l'alumine et la chaux nécessaires pour la stabilisation. L'usine la plus près produisant les cendres volantes appropriées est au Nouveau-Brunswick, soit à plus de 1 500 km du site d'essai, cette avenue a automatiquement été rejetée.

Le Ciment Portland est principalement utilisé avec la chaux pour les sols à faible teneur en argile. Par exemple, pour les sols silteux et sableux, le ciment fournit un apport en silice et en alumine nécessaire au processus de stabilisation. Tel qu'il sera présenté au chapitre 3, le sol à l'étude contient une teneur en argile

suffisamment élevée pour permettre l'utilisation de la chaux seule. De plus, le Ciment Portland présente un coût initial plus élevé, soit 170 \$/tonne comparativement à 135 \$/tonne pour la chaux.

La stabilisation électrochimique à l'aide d'huile sulfurée a connu beaucoup de succès en Amérique du Sud et aux États-Unis depuis plusieurs années. Malgré son efficacité pour traiter les sols fins, ce produit est relativement nouveau au Canada et fait présentement l'objet d'études techniques par les distributeurs. Des discussions entre les fournisseurs d'huiles sulfurées et FERIC sont présentement en cours afin de mettre sur pied des essais-terrains.

Les fibres synthétiques en polypropylène sont principalement utilisées en conjonction avec une stabilisation chimique permettant d'augmenter davantage la stabilité mécanique des sols fins. Puisque cette étude vise d'abord à trouver une méthode économiquement viable, l'intégration de fibres synthétiques au mélange pourrait être envisagée pour des essais futurs dans le cas où une stabilisation chimique est jugée insuffisante à elle seule.

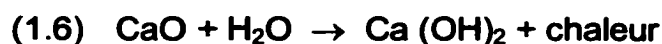
Parmi les produits stabilisants existant sur le marché, cette recherche a identifié la chaux comme celui le mieux adapté à la situation présentée dans ce projet. Le coût, l'accessibilité du produit, l'historique de sa performance et sa compatibilité avec le sol à l'essai sont donc tous des critères qui ont été considérés lors de la sélection.

L'application des critères fait donc aisément ressortir la chaux. Ce choix a été renforcé par la revue bibliographique. Également, les essais de laboratoire et de terrain répertoriés dans les chapitres 2 et 3 traiteront davantage de la compatibilité du sol à l'étude au traitement à la chaux.

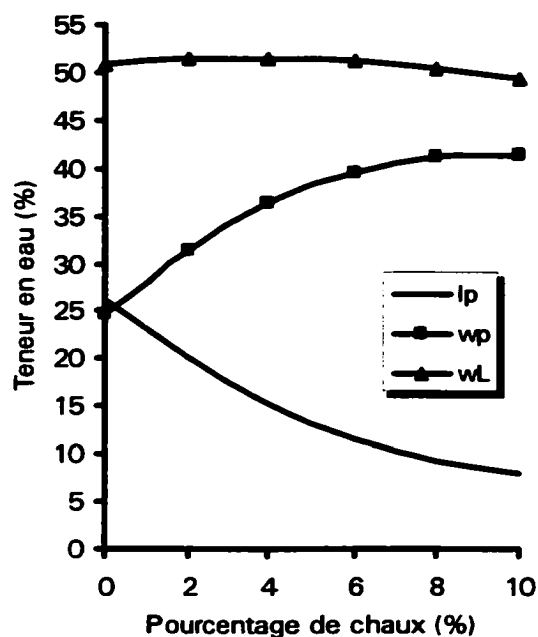
Les prochaines sections traitent des propriétés de la chaux et du processus de stabilisation.

### 1.3 PROCESSUS DE STABILISATION À LA CHAUX

La chaux peut être utilisée sous deux formes soient, la chaux vive et la chaux hydratée. La chaux vive provient de la calcination de calcaire dans des fours rotatifs ou verticaux à haute température ( $> 900\text{ }^{\circ}\text{C}$ ). La calcination permet de libérer le gaz carbonique ( $\text{CO}_2$ ) afin d'obtenir l'oxyde de calcium ( $\text{CaO}$ ) qui est la chaux vive (équation 1.5). L'hydroxyde de calcium aussi appelé chaux hydratée ou chaux éteinte, est obtenu par l'ajout de 25 % d'eau en masse à la chaux vive (Chauvin *et al*, 1980) (équation 1.6).



Deux phases regroupant quatre types de réactions peuvent se produire lors d'une stabilisation à la chaux ; l'échange cationique, la floculation et l'agglomération des argiles, la carbonatation de la chaux et les réactions pouzzolaniques entre la chaux, la silice et/ou l'alumine (Choquette, 1988; Locat *et al*, 1990; Prusinski, 1999; Roger *et al*, 1996a). Dans un premier temps, les deux premières réactions augmentent la plasticité, la maniabilité ainsi que la résistance du sol et typiquement réduisent l'indice de plasticité tel qu'illustré à la figure 1.7. Cette première phase est reconnue comme étant la période de *modification* (« soil modification » ou « soil improvement ») du sol.



**Figure 1.7 Variation des limites d'Atterberg en fonction du pourcentage de chaux par poids (Kézdi, 1979)**

La deuxième phase est celle de la *stabilisation* comme telle comprenant le troisième et quatrième type de réaction. Cette période entraîne une cimentation du produit qui elle augmente davantage la résistance au cisaillement, la perméabilité ainsi que la durabilité du sol.

Il est reconnu qu'une température inférieure à 13 °C peut décélérer le processus de stabilisation alors qu'une température plus élevée l'accélère (Moore, 1987). En utilisant de la chaux vive, la diminution de la teneur en eau sera plus forte en raison de la chaleur dégagée par la réaction (réaction exothermique). Quoique la chaleur dégagée par la réaction soit en grande partie responsable de l'évaporation de l'eau, le malaxage peut également provoquer une aération qui, elle aussi, est bénéfique à l'évaporation. Un apport de matériaux secs peut aussi contribuer au processus d'assèchement.

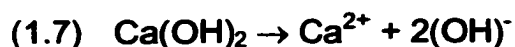
Quoique les deux types de chaux présentés puissent être utilisés, la chaux vive est plus populaire que la chaux éteinte car elle présente plusieurs avantages. Par exemple, l'assèchement obtenu est supérieur, et à poids égal, elle est plus efficace car elle ne contient pas d'eau ayant déjà servi à sa fabrication. Il est admis que l'ajout de 3 % de chaux vive a les mêmes effets que l'ajout de 4 % de chaux éteinte (Greaves, 1996; National Lime Association, 1991; Puiatti, 1980).

Basé sur ces constats, il est reconnu que l'utilisation de chaux vive est moins coûteuse du point de vue du stockage ainsi que du transport pour traiter une même surface. De plus, un des buts du traitement des argiles est d'abaisser le taux d'humidité. La chaux vive répond mieux à cette exigence que la chaux éteinte car elle ne contient pas d'eau au départ et la réaction exothermique contribue à évaporer une plus grande quantité d'eau.

### **1.3.1 L'échange cationique**

La première réaction de la phase de modification est celle de l'échange cationique qui initie le processus de stabilisation très rapidement suivie par la floculation et l'agglomération de l'argile. Cet échange de cations est en général relativement très rapide, soit de l'ordre de quelques heures (Prusinski, 1999). En contact avec la chaux, les liaisons entre les particules argileuses sont modifiées ce qui les rend moins sensibles à l'eau. Certains minéraux argileux, telles la montmorillonite et l'illite, sont plus actifs sur le plan de l'échange cationique (Rogers *et al*, 1996b; Craig, 1987; Holtz, 1991). Tel que vu à la section 1.2.1, elles sont dotées d'une structure 2:1, soit deux feuillets de silice tétraèdre et une d'alumine octaèdre. Les deux surfaces de silice possèdent des ions négatifs (anions) et elles sont donc susceptibles d'attirer et de s'agglomérer aux ions positifs (cations) comme l'eau. C'est pour cette raison qu'elles possèdent également un indice de plasticité plus élevé que les autres types de minéraux argileux discutés au chapitre 1.

Lorsque la chaux vive est ajoutée au sol argileux une réaction de déshydratation se produit créant l'hydroxyde de calcium. Cette réaction assèche le sol considérablement. Ceci entraîne une dissolution de la silice et de l'alumine des particules d'argile (Bergado *et al*, 1996). L'hydroxyde de calcium se dissocie comme présenté dans l'équation suivante (1.7).



Les ions de calcium libérés entraînent l'échange cationique des ions de calcium bivalents ( $\text{Ca}^{2+}$ ) de la chaux avec le sodium monovalent ( $\text{Na}^+$ ) et l'hydrogène ( $\text{H}^+$ ) de l'argile. L'échange cationique peut apporter les changements importants suivants (Rogers *et al*, 1996a) :

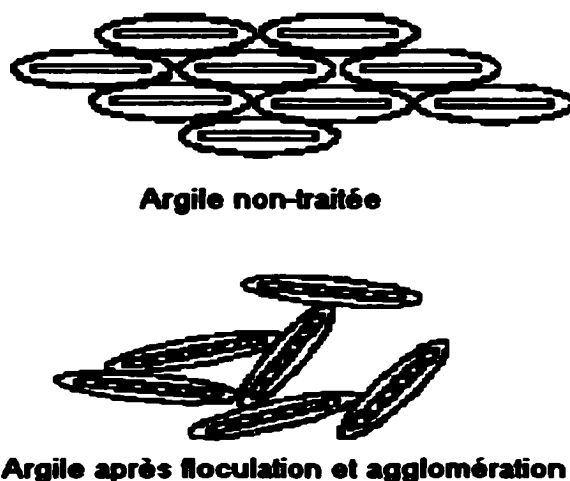
- Réduction de la distance (épaisseur) entre les groupes de feuillets d'argiles réduisant la sensibilité à l'eau;
- Flocculation des particules d'argiles;
- Augmentation de l'angle interne de friction entre les particules agglomérées provoquant une augmentation de la résistance au cisaillement;
- Diminution de l'indice de plasticité;
- Changement de texture du sol d'une argile plastique vers un granulat friable.

### **1.3.2 La flocculation et l'agglomération de l'argile**

On appelle flocculation de l'argile, le fait de passer d'un état dispersé, dans lequel l'argile est plastique et sujette à des variations de volume suivant son niveau d'humidité, à un état floculé beaucoup moins plastique et donc plus stable. L'argile prend donc l'apparence de matériaux granulaires s'agglomérant en grumeaux (figure 1.8). La flocculation et l'agglomération sont attribuées à un

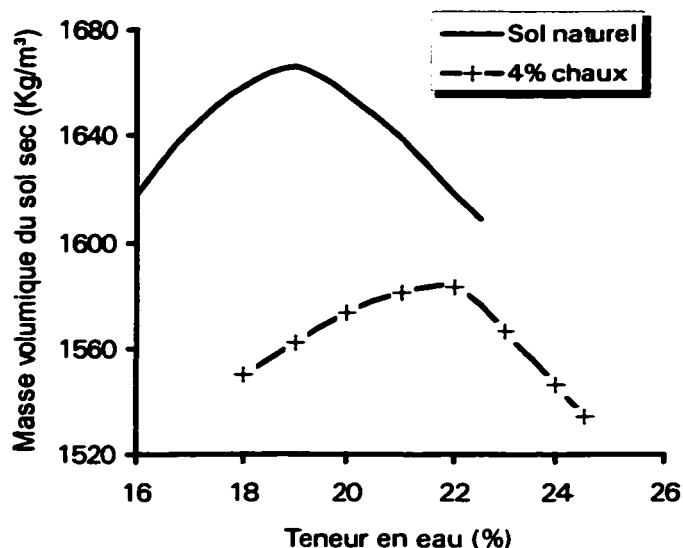


contenu élevé en électrolyte, un pH élevé et la réduction d'épaisseur entre les couches d'argiles par l'échange cationique. Comme l'échange cationique, la floculation et l'agglomération sont relativement rapides où les changements significatifs ont lieu à l'intérieur de quelques heures (Prusinski, 1999).



**Figure 1.8 Floculation et agglomération d'une argile traitée à la chaux**

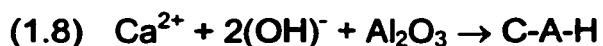
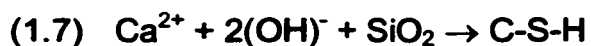
Le résultat des deux premières réactions (échange cationique et floculation/agglomération) se reflète par un changement de la relation entre la densité et la teneur en eau. En effet, l'argile n'a plus la même nature où les propriétés physiques changent. Lorsque compacté, un mélange chaux-argile possède une densité maximale inférieure au sol non-traité. De plus, la teneur en eau optimale augmente avec l'augmentation de la teneur en chaux (Moore, 1987; Little, 1995). À cet effet, la figure 1.9 illustre bien le déplacement de la courbe de l'optimum Proctor d'une argile traitée à 4 % de chaux.



**Figure 1.9 Déplacement de la courbe Proctor suite à une stabilisation à la chaux (Moore, 1987)**

### 1.3.3 La carbonatation de la chaux et les réactions pouzzolaniques

La carbonatation de la chaux et les réactions pouzzolaniques sont les deux réactions secondaires responsables de ladite stabilisation. La carbonatation de la chaux est la réaction entre cette dernière et le  $\text{CO}_2$  de l'atmosphère menant à la formation de carbonate de calcium (Choquette, 1988). Le calcium augmente le pH du sol augmentant ainsi la solubilité et la réactivité de la silice et de l'alumine présentes dans les particules d'argile (Herzog, 1963). Les ions de calcium s'associent à l'alumine et à la silice pour former des agents de cimentation (pouzzolanes) (équations 1.7 et 1.8) (Moore, 1987). Ces produits sont donc des silicates de calcium hydratés (C-S-H) et des aluminates de calcium hydratés (C-A-H) (Choquette, 1988).



Les réactions pouzzolaniques peuvent se produire lentement, pouvant s'échelonner sur plusieurs mois et même des années. Durant cette période, le sol gagnera de la résistance en cisaillement et la plasticité sera diminuée.

Pour qu'une réaction pouzzolanique ait lieu, le pourcentage d'argile doit être >20 % et la somme d'argile et de silt doit être >35 % (Broms, 1991). À défaut d'atteindre ces valeurs, il n'y aura pas suffisamment de silice ni d'alumine disponibles pour les réactions pouzzolaniques. Par contre, même si une stabilisation n'a pas lieu, une modification au sol peut être atteinte par le biais de la floculation et de l'agglomération.

Dans le cas où il n'y a pas suffisamment d'argile dans le sol à traiter, certains matériaux comme les cendres volantes (pouzzolanes) peuvent être ajoutées au mélange. Les cendres volantes ont la propriété de réagir avec la chaux en présence d'eau pour former des composés agissant comme liants. La chaux intervient dans cette réaction, d'abord comme une base forte : en élevant le pH, elle permet la mise en solution de l'alumine puis de la silice. La chaux se combine ensuite avec celles-ci pour former des aluminates et des silicates de calcium hydratés, analogues à ceux qui résultent de la cimentation des liants hydrauliques.

L'efficacité de la stabilisation des argiles avec la chaux est difficile à prédire. Le gain en résistance au cisaillement dépend de plusieurs variables : la minéralogie de l'argile, le pH du sol, la présence de sol organique, le drainage, la capacité d'échange cationique, la grosseur des particules, la surface spécifique des particules, la quantité d'eau, la concentration en chaux ainsi que le temps de mûrissement (Locat *et al*, 1990; Moore, 1987; Rogers *et al*, 1996b).

### **1.3.4 La performance des traitements à la chaux**

La performance à long terme d'un traitement à la chaux peut susciter beaucoup d'intérêt parmi les gens œuvrant dans le domaine. Cette partie traite brièvement de quelques études qui ont permis d'évaluer la durabilité de certains traitements.

#### **1.3.4.1 La performance à long terme**

Prusinski (1999) stipule que peu d'études-terrain existent sur la performance à long terme des sols traités à la chaux ou au ciment. Il s'inquiète particulièrement sur la possibilité que la réaction de l'échange cationique puisse être réversible. Si ce phénomène existe, les propriétés mécaniques atteintes suite à une stabilisation pourraient être perdues. Or, ses recherches n'ont pu prouver cette allégation.

Un suivi réalisé par l'Oklahoma Department of Transportation (Prusinski, 1999) a démontré des résultats de performance prometteuse d'une route stabilisée à la chaux. En effet, des observations faites après 5 et 12 ans de service ont prouvé que la route avait conservé ses propriétés initiales.

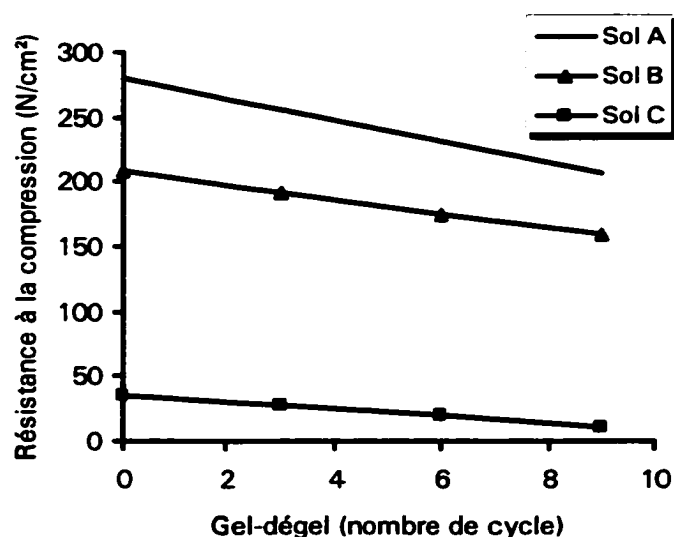
Biczysko (1996) a évalué la performance à long terme de l'infrastructure d'une route stabilisée à la chaux. Ses études ont démontré, entre autres, un gain de l'indice de CBR après 7 ans d'une argile traitée à 3 % de chaux vive passant de 20–29 à 30–35. Dans cette même étude, des essais à la plaque permettant de catégoriser la valeur (k) d'une sous-fondation indiquent après 6 ans des gains de rigidité du simple au double. Dans ses recherches, Biczysko (1996) confirme que, même après 17 ans de service, les deux sites évalués ont maintenu leurs performances.

Selon Little (1995) le suivi-terrain le plus complet sur la performance à long terme a été réalisé par Aufmuth en 1970. En effet, Aufmuth (1970) a effectué la

comparaison des valeurs CBR de plusieurs sols non-traités à ceux traités ayant des teneurs en chaux différentes. Il conclut que la résistance gagnée suite à une stabilisation à la chaux demeure permanente avec l'âge. Les résultats de son étude sont présentés en annexe IV. Kelley (1988) affirme également qu'une stabilisation peut devenir permanente pour des sols ayant des indices de plasticité variant de 12 à 50.

#### 1.3.4.2 L'effet gel-dégel

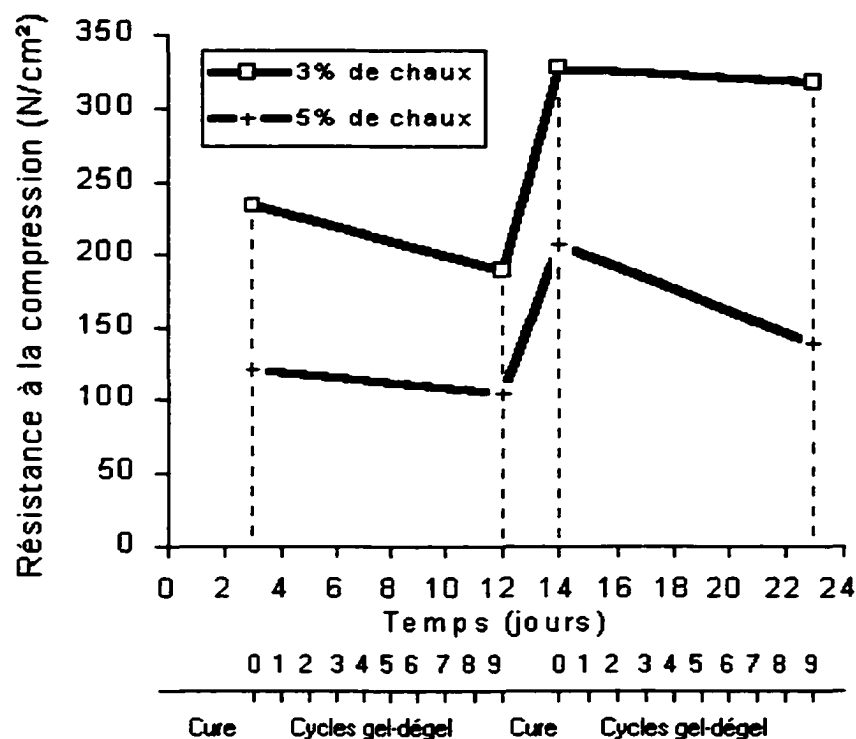
L'effet gel-dégel peut susciter des questions quant à l'impact sur les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux. Des essais en laboratoire sur trois types de sol traités à la chaux ont été effectués dans le cadre d'une étude intensive par Moore (1987). Suivant trois cycles de gel-dégel, l'étude démontre une baisse en résistance à la compression initiale d'environ 10 % pour chaque cycle (figure 1.10). Cette diminution est principalement causée par une augmentation en volume du sol.



**Figure 1.10 Effet de plusieurs cycles de gel-dégel sur la résistance à la compression de trois sols traités à la chaux (Moore, 1987)**

Bien que les études menées par Moore (1987) aient démontré des pertes en propriétés mécaniques après plusieurs cycles de gel-dégel, ceci n'est pas nécessairement vrai pour tous les types de sol. En effet, les études de Thompson *et al.* (1969) démontrent que des réactions pouzzolaniques peuvent se produire même après plusieurs cycles de gel-dégel.

La figure 1.11 illustre des pertes en résistance à la compression de l'ordre de 14 à 19 % pour des sols traités à 3 et 5 % de chaux. Ces résultats ont été obtenus suite à 9 cycles de gel-dégel omettant un temps de cure entre chaque cycle échelonné sur une période de 9 jours. Par la suite, une période de cure de 48 heures à une température de 48,9 °C a permis au mélange de gagner de la résistance due aux propriétés pouzzolaniques de l'argile. Ces gains sont de l'ordre de 73 et 100 % pour les sols traités à 3 et 5 % respectivement. Une autre série de cycles a été échelonnée à nouveau sur une période de 9 jours où la perte en résistance enregistrée est de l'ordre de 3 % pour le sol traité à 3 % de chaux et de 33 % pour celui traité à 5 %.



**Figure 1.11 Réactions pouzzolaniques suite à une série de cycles de gel-dégel (Thompson et al, 1969)**

Les résultats présentés à la figure 1.11 démontrent que la perte en résistance attribuée aux cycles de gel-dégel n'est pas cumulative puisque les réactions pouzzolaniques permettent de regagner davantage cette perte. Or, ce phénomène peut seulement se produire lorsqu'il y a suffisamment de pouzzolanes disponibles dans le mélange.

## **CHAPITRE 2**

### **ESSAIS EN LABORATOIRE**

#### **2.1 CHOIX D'UN SITE ET ÉCHANTILLONNAGE**

Ce projet a nécessité l'établissement d'un programme d'essais en laboratoire où l'auteur a procédé à l'identification des caractéristiques du sol à l'étude. Tous les essais ont été effectués selon des normes officielles publiées par les organismes de normalisation citées à l'annexe V. Ce chapitre a pour but d'être une source de renseignements sur les conditions du sol prélevé ainsi que sur le comportement des différents mélanges sols-chaux testés sur les échantillons-essais.

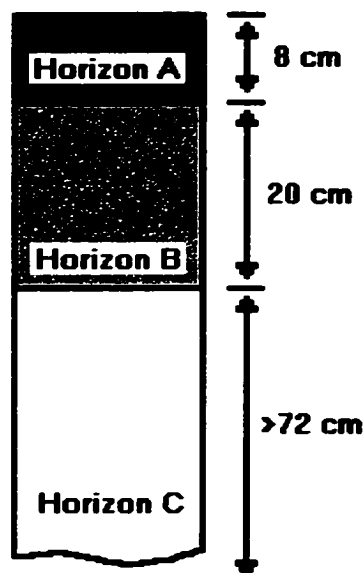
Le site choisi pour cette étude est situé dans le Nord-Est de l'Ontario, à quelques 200 km au Nord-Ouest de Rouyn-Noranda (Québec). Tel que présenté en annexe I, cette région repose sur des dépôts de lacs glaciaires où la présence de matériaux fins, telles les argiles sont en abondance (Landry *et al*, 1992). En collaboration avec le personnel d'Abitibi-Consolidated, l'auteur a choisi un secteur représentatif du milieu où des échantillons de sol ont été prélevés. Ce même site a également servi pour les essais *in situ* décrits au chapitre suivant.

Un pédon a été creusé sur une profondeur de 100 cm afin de recueillir des échantillons de sol. Trois horizons (figure 2.1) de sol étaient décelables où l'horizon A était principalement composé de matières organiques et de mousse sur une profondeur de 8 cm. Ce dernier n'a pas été retenu pour les essais de laboratoire. Seuls les horizons B et C ont été recueillis car ils étaient



principalement composés de sols argileux et ont servi à la construction de la sous-fondation de la route. L'horizon B était d'une épaisseur de 20 cm alors que l'horizon C avait plus de 72 cm. La profondeur des sols argileux peut généralement atteindre plusieurs mètres. Compte tenu de l'homogénéité du dépôt argileux observé le long du banc d'essai, seul un pédon a été creusé pour l'échantillonnage. L'homogénéité verticale et latérale des matériaux argileux a été observée visuellement grâce à la présence d'une route à proximité du site d'essai.

Une fois recueillis, un échantillon de sol de chaque horizon (B et C) a été analysé dans les laboratoires de l'École de technologie supérieure (ÉTS).



**Figure 2.1 Profil du pédon creusé pour les échantillons de sol**

## **2.2 ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE**

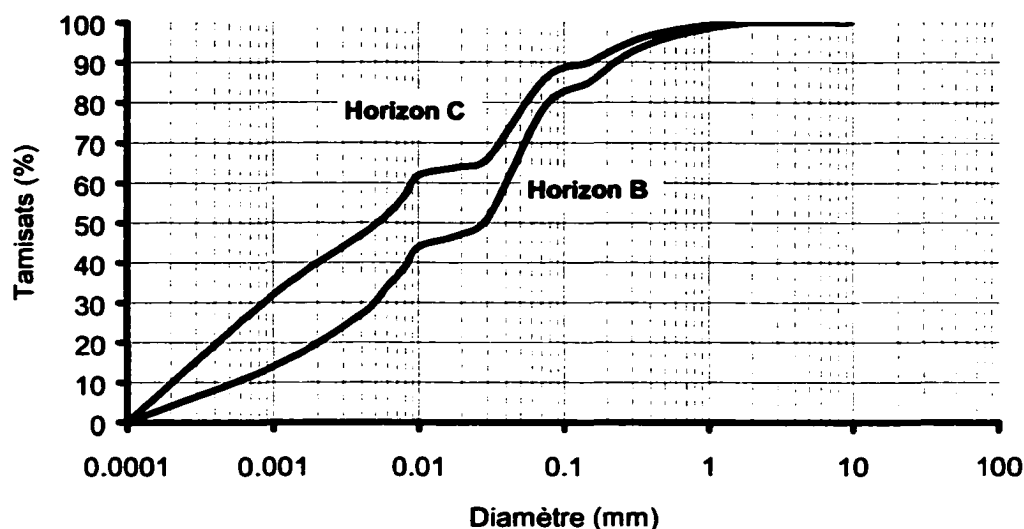
### **Granulométrie par sédimentation :**

L'essai de sédimentométrie a été réalisé afin de déterminer la répartition granulométrique des particules passant le tamis No. 200 (Normes NQ-2501-025-M87 et NQ-2560-040). Cette distribution de la taille des particules granulaires est exprimée par une courbe qui indique les proportions en masse des particules dont le diamètre se trouve entre deux limites spécifiques. L'utilisation d'un hydromètre a permis de présenter la granulométrie suite à l'identification de la vitesse de chute des particules fines en suspension et du poids spécifique du mélange à des moments spécifiques.

### **Granulométrie par tamisage :**

La nécessité de cet essai est justifiée dans le cas des sols retenus au tamis No. 200. Cette analyse est ainsi réalisée suite à la granulométrie par sédimentation sur la portion des particules plus grossières.

L'analyse granulométrique des sols fins permet l'identification du type de sol par la représentation graphique de la grosseur des particules et de leur distribution relative dans l'échantillon. La courbe granulométrique est caractérisée par sa position et par sa courbure sur le graphique semi-logarithmique. La localisation des courbes des sols présentée à la figure 2.2, dicte chacune la nature d'un sol à texture fine. Quant à leur allure, elle traduit un sol à granulométrie discontinue entre 0,01 et 0,03 mm de diamètre.



**Figure 2.2 Analyse granulométrique des horizons B et C**

### **2.3 LIMITES D'ATTERBERG**

Les limites d'Atterberg sont obtenues à partir des essais de la limite de liquidité et de la limite de plasticité conformément aux normes NQ-2501-170-M86 et NQ-2501-090-M86. Elles représentent des repères de teneurs en eau qui raffermissent la classification des sols qui ont une certaine cohésion du point de vue de leur plasticité ou de leur malléabilité.

#### **Limite de liquidité :**

La limite de liquidité ( $\omega_L$ ) est la valeur de la teneur en eau à laquelle le sol étudié transite entre l'état plastique et l'état liquide. Expérimentalement, un sol atteint cette limite lorsque celui-ci possède une teneur en eau correspondant à la fermeture d'une rainure dans un sol remanié et homogène conformément au montage, au nombre de chocs et à la longueur mentionnée par la norme.

### Limite de plasticité :

La limite de plasticité ( $\omega_p$ ) est la teneur en eau à partir de laquelle un sol cesse d'être malléable. On la considère comme la teneur en eau à laquelle un échantillon d'un sol fin roulé en cylindre d'un certain diamètre commence à se fragmenter. Les essais des limites d'Atterberg ont permis de déterminer les limites de consistance et les indices de consistance utiles lors de la classification du matériau (tableau 2.1).

**Tableau 2.1**

**Les limites d'Atterberg des horizons B et C**

	Horizon B	Horizon C
Limite de liquidité ( $\omega_L$ )	31 %	36 %
Limite de plasticité ( $\omega_p$ )	22 %	21 %
Indice de plasticité ( $I_p$ )	9 %	15 %
Indice de liquidité ( $I_L$ )	1,3	0,47
Indice de consistance ( $I_c$ )	$\cong -0,333$	$\cong -0,533$

## 2.4 CLASSIFICATION ET MINÉRALOGIE DU SOL-ÉCHANTILLON

Sur la base de la granulométrie et des limites de consistance, il est opportun de catégoriser le sol à l'étude selon les méthodes de classification courantes. L'identification d'une **argile peu plastique** est consolidée par le cheminement des méthodes de classification USCS (**CL**) et AASHTO (**A-6**) pour le sol retrouvé aux horizons B et C du pédon.

Comme il a été mentionné à la section 1.3, la minéralogie d'une argile peut grandement affecter sa réaction avec la chaux (Choquette *et al*, 1987; Craig, 1987; Holtz, 1991; Rogers *et al*, 1996b). Bien que l'analyse par diffraction des rayons-X n'a pas été réalisée en laboratoire pour classer la minéralogie de l'argile, deux moyens d'approximation présentés à la section 1.1.2 sont utilisés ci-dessous.

Le premier consiste à calculer le coefficient d'activité (A) de l'argile. Ce calcul a permis d'établir des coefficients de 0,4 et 0,3 pour les horizons B et C respectivement. Basé sur les valeurs d'approximation présentées au tableau 1.1, les deux horizons pourraient être catégorisés comme étant des kaolinites ( $A = 0,3$  à  $0,5$ ).

Une deuxième méthode repose sur l'utilisation de l'abaque de plasticité de Casagrande telle qu'illustrée à la figure 1.6 de la section 1.1.2. En superposant l'information découlant des limites d'Atterberg sur cette figure, l'abaque suggère que les deux horizons soient catégorisés comme étant une illite.

Bien que ces deux techniques utilisées ne soient que des approximations, elles suggèrent la présence de deux types de minéralogie, soient l'illite et la kaolinite. Tel que rapporté par différents auteurs, (Choquette *et al*, 1987; Choquette, 1988; Locat *et al*, 1996; St-Gelais, 1990) plusieurs catégories minéralogiques sont normalement présentes dans la plupart des sols argileux retrouvés dans l'Est Canadien.

## **2.5 APPLICABILITÉ DE LA STABILISATION À LA CHAUX**

Avant d'évaluer différents mélanges de chaux-argile, plusieurs documents ont été consultés afin de connaître la compatibilité du sol à l'étude au traitement à la chaux. Selon Little (1987) les sols qui ont une proportion d'argile aussi basse que 7 % et un indice de plasticité d'aussi peu que 10 peuvent être stabilisés à la chaux. McDowell (1972) recommande que la présence d'argile soit d'au moins 10 %. Comme guide général de stabilisation, la chaux doit être considérée comme liant primaire, du moins comme pré-stabilisant pour tous les types de sols ayant un indice de plasticité plus grand que 10 avec plus de 25 % des particules fines passant au tamis No. 200.

Dans le cas où l'indice de plasticité dépasse 30 et que plus de 25 % des particules fines passent au tamis No. 200, Little (1987) recommande d'utiliser la chaux comme traitement ou de l'utiliser comme pré-traitement. Tel qu'illustré en annexe II, le premier traitement à la chaux sert à ramener l'indice de plasticité en bas de 30 en préparation à un traitement au ciment.

Il est entendu que ces lignes directrices doivent être considérées avec prudence sachant que moins il y a d'argile, moins fortes seront les réactions pouzzolaniques. Tel que discuté au chapitre 1, Broms (1991) recommande que l'argile soit présente à plus de 20 %, où la somme d'argile et de silts est  $>35\%$ , pour qu'une réaction pouzzolanique ait lieu. Basé sur ce constat, on peut supposer que les sols ayant entre 7 et 20 % d'argile ne sont pas nécessairement *stabilisés* lorsque traités à la chaux mais plutôt *modifiés*. Seulement l'échange cationique suivi de la floculation et l'agglomération auraient lieu. Pour cette raison, Little (1987) suggère de faire un deuxième traitement au ciment permettant d'apporter les pouzzolanes nécessaires pour une stabilisation (cimentation).

En se référant aux divers auteurs cités ci-haut, on peut constater que le sol à l'étude répond à toutes les exigences mentionnées, soit : plus de 7 % d'argile et un indice de plasticité supérieur à 10 dans le cas de Little (1987); plus de 10 % d'argile dans le cas de McDowell (1972); et, plus de 20 % d'argile où la somme d'argile et de silts est  $>35\%$  dans le cas de Broms (1991) pour les réactions pouzzolaniques.

## **2.6 COMPACTAGE (ESSAIS PROCTOR)**

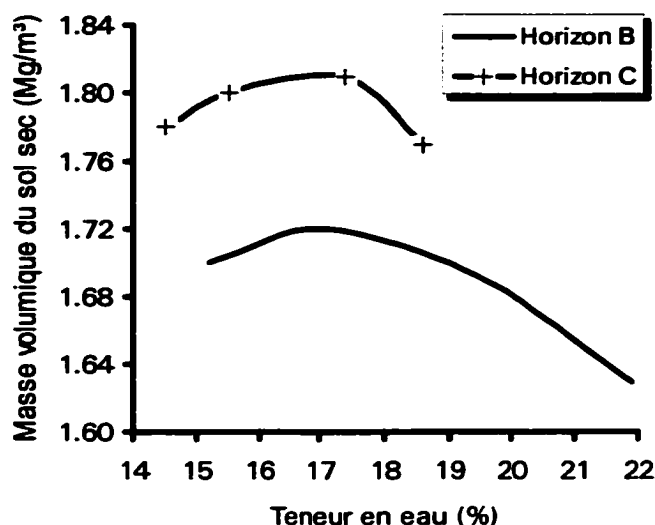
Les essais de compactage en laboratoire réalisés conformément à la norme NQ-2501-255-M86 ont permis d'établir la relation entre la masse volumique du sol sec ainsi que la teneur en eau. Ceci permet de déduire les conditions

optimales de compactage selon une méthode dynamique employée sur un sol composé de granulats pulvérulents.

Le compactage d'un sol est un travail visant l'augmentation de la quantité de solides par unité de volume pour améliorer la stabilité ainsi que pour diminuer le tassement subséquent. La teneur en eau joue un rôle primordial dans le compactage. Pour un sol donné et une méthode de compactage choisie, la masse spécifique atteint une valeur maximale à une teneur en eau optimale donnée. Or, d'autres facteurs peuvent influencer la compacité d'un sol tels : la masse volumique du sol sec, l'énergie de compactage et l'étalement granulométrique du sol.

Les courbes de compactage présentées à la figure 3.3 permettent de déduire sensiblement la masse spécifique qu'aura le sol provenant des horizons B et C suite au compactage en fonction de la teneur en eau. La teneur en eau optimale obtenue est de 17,5 % pour l'horizon B et de 17 % pour l'horizon C. Subséquemment, pour que l'essai soit valable, il est indéniable que la constance des facteurs favorisant le compactage lors de l'essai ait été respectée. Tout d'abord, le type et la masse volumique du sol sec mis à l'essai furent constants sur un même échantillon analysé et représentatif du milieu. L'énergie de compactage fut assurée par l'utilisation d'un appareil de compactage mécanisé calibré selon les spécifications du mode opératoire normalisé.

Lors du compactage en chantier, il est préférable de compacter le sol à sa teneur en eau optimale, réduisant l'énergie nécessaire à l'obtention d'une masse spécifique cible. Par contre le National Lime Association (1991) et Perry et al (1996) recommandent d'augmenter la teneur en eau en chantier de 5 % au-dessus de l'optimum lors d'une stabilisation à la chaux afin de favoriser la réaction chimique.



**Figure 2.3 Essais de compactage Proctor modifié**

## 2.7 ESSAIS ET COMPORTEMENT DES MÉLANGES (CBR)

Afin d'évaluer l'effet de différentes teneurs en chaux sur la capacité portante d'un sol argileux, l'essai du CBR a été privilégié sur les échantillons de sol conformément à la norme ASTM D1883.

Cet essai permet de définir un indice portant CBR exprimé en pourcentage du rapport entre les pressions requises pour produire un enfoncement donné dans le temps sur le matériau étudié d'une part et dans un matériau-type d'autre part.

Les valeurs de l'indice CBR des sols non-traités et traités sont des critères de portance importants pour l'appréciation du sol en vue de la conception du mélange sol-chaux et du dimensionnement de la chaussée. Les essais CBR sont destinés à apprécier l'aptitude d'un sol à supporter les charges. Il est à noter que le CBR n'est pas nécessairement une indication précise de la résistance au cisaillement, du module de rigidité ou de déformation mais plutôt



une interaction complexe de tous ces paramètres avec des réponses variables en fonction du type de matériel (Biczysko, 1996).

L'étude des différentes facettes du comportement des mélanges dicte le dosage en chaux à retenir pour les essais *in situ*. Le mélange permettant d'obtenir un indice de portance CBR le plus élevé sera choisi pour les essais-terrain. Le « South Dakota Procedure » décrit par Moore (1987) suggère qu'un dosage en chaux permettant d'atteindre un CBR de 3 à 4 fois la valeur d'un sol non-traité constitue un dosage de qualité adéquat pour une structure. De plus, l'aptitude du mélange à gagner de la résistance dans le temps est un autre comportement recherché pouvant intervenir dans le choix d'un dosage.

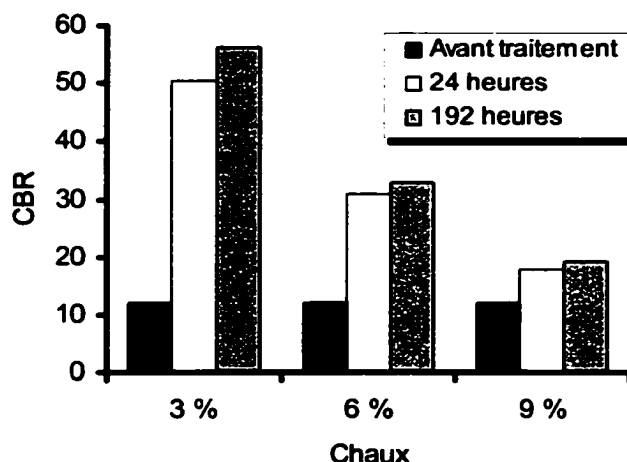
En ce qui concerne le programme d'essais en laboratoire assujetti à ce projet, seuls les matériaux de l'horizon C du pèdon échantillonné furent testés dans le temps puisqu'ils serviront à la construction de l'infrastructure.

Il est connu que la plupart des sols argileux peuvent être stabilisés efficacement à l'aide d'une teneur en chaux variant de 3 à 10 % (Little, 1995; Moore, 1987). Or, pour les traitements de sols argileux *in situ*, 2 % de chaux semble être le taux minimal acceptable permettant d'atteindre une distribution et un malaxage efficace (Little, 1995). Basé sur ces informations, trois dosages ont été mis à l'essai, soit 3, 6 et 9 % de chaux vive (masse de chaux sèche par masse de sol sec). Une plus grande plage de dosage n'a pas été étudiée due à une quantité limitée de sols argileux disponibles.

Les échantillons de sol ont été mélangés à l'aide d'un malaxeur jusqu'à ce que les mottes d'argile soient réduites à environ 2 mm de diamètre. Lors du malaxage, la teneur en eau du matériau a été maintenue près de l'humidité optimale déterminée conformément à l'essai de compactage Proctor modifié suggéré par le « South Dakota Procedure » (Moore, 1987). Après le compactage, chaque échantillon a ensuite été entreposé à une température

d'environ 21 °C et scellé à l'aide d'un papier cellophane. Cette dernière intervention est faite dans le but d'éviter la perte en teneur en eau et la carbonatation de la chaux (Moore, 1987).

La figure 2.4 démontre la progression après plusieurs jours de la réaction chimique chaux-argile des différents dosages. À 3 % de chaux, l'impact sur le CBR a été considérablement élevé, ce dernier passant de 12 (non-traité compacté) à 50 après seulement 24 heures. Un autre essai CBR a été effectué après 192 heures où le CBR est passé à 56. Il est à noter qu'une argile humide dans son état naturel présente typiquement un CBR inférieur à 3. Les sols traités à 6 et 9 % de chaux ont eux aussi augmentés en résistance mais de façon moins manifeste, le CBR passant à 33 et 19 respectivement après 192 heures.



**Figure 2.4 Variation de l'Indice CBR pour l'horizon C en fonction du temps pour différents pourcentages en chaux**

Il est important de souligner qu'un seul essai a été réalisé avant traitement et après 1 et 8 journées pour les trois dosages de chaux. Des essais de laboratoires sur une plus longue durée n'ont pas été réalisés car les travaux de

terrain exigés par la compagnie devaient être fait au cours de la même été. Donc des conclusions statistiquement significatives ne peuvent être rigoureusement tirées de ces résultats. Il ressort néanmoins qu'une tendance semble se dégager de ces résultats.

On peut attribuer un gain moins significatif en résistance des traitements à 6 et 9 % à une trop grande quantité de chaux. En effet, des quantités élevées en chaux sont typiquement utilisées pour des argiles possédant un indice de plasticité relativement élevé. Un abaque présenté par McDowell (1972) en annexe VI confirme cette logique. Cet abaque permet de doser l'ajout de chaux en fonction de l'indice de plasticité et du pourcentage d'argile. En utilisant cet abaque, il est suggéré d'utiliser environ 2,5 % de chaux pour traiter l'horizon C. Ceci concorde très bien avec les résultats obtenus car la résistance la plus élevée a été obtenue avec 3 % de chaux.

Un autre phénomène pouvant expliquer la plus faible résistance obtenue à 6 et 9 % de chaux est celle de la carbonatation de la chaux. Il est connu que la chaux réagit avec le dioxyde de carbone disponible dans l'air suite à une exposition prolongée formant le calcium carboné ( $\text{CaCO}_3$ ). Cette carbonatation est une réaction indésirable et se produit lorsque le sol ne contient pas suffisamment de pouzzolanes ou lorsqu'il y a une trop grande quantité de chaux (Schoute, 1999). Ceci dit, les essais confirment qu'une trop grande quantité de chaux dans le mélange ne donne pas de bons résultats (Schoute, 1999).

Les résultats de laboratoire présentés ont permis d'obtenir des informations indicatives pour l'établissement du choix optimal d'une conception de mélange utilisé sur le chantier. À la lumière de ces résultats, l'efficacité du traitement de l'argile à une teneur en chaux variant de 3 à 6 % de la masse du sol sec semble ressortir. En effet, après 192 heures de mûrissement, les mélanges de 3 et 6 % de chaux ont affiché un indice CBR de 5 et 3 fois le CBR de l'échantillon de sol

non-traité. Ces valeurs concordent très bien aux critères de conception suggérés par la « South Dakota Method » décrite ci-haut par Moore (1985). Basé sur ces résultats en laboratoire et ceux concordants obtenus par d'autres chercheurs, il a été décidé de valider ces conclusions en chantier sans autre confirmation en laboratoire.

Il semble en effet qu'avec un dosage en chaux approprié, un malaxage adéquat, une teneur en eau contrôlée et un compactage optimum, des résultats similaires pourraient être envisageables techniquement et économiquement sur une base opérationnelle en chantier. Le chapitre 3 sera alors dédié aux essais-terrain.

## **CHAPITRE 3**

### **ESSAIS-TERRAIN**

#### **3.1 TRAITEMENT À LA CHAUX**

Ce projet a nécessité la construction d'un tronçon de route expérimental suivant les phases de réalisation spécifiques au traitement. Conformément aux objectifs du programme d'essai, des relevés fournissant des données sur la portance, la dégradation et la qualité des chaussées ont été recueillis. Cette phase du projet apporte une foule de renseignements sur l'approche et sur les conditions de traitement ainsi que sur le comportement de la chaussée stabilisée selon diverses teneurs en chaux. Subséquemment, ce chapitre complète et renforce les résultats d'essais en laboratoire préalablement discutés au chapitre 2.

##### **3.1.1 Protocole de recherche (conception des dosages)**

Dans le cadre de cette étude, la conception du dosage repose principalement sur les essais de CBR effectués en laboratoire et présentés à la section précédente. Les dosages de 3 et 6 % ont été retenus pour les essais-terrain compte tenu de la réponse favorable du sol à ces deux traitements et leur conformité au « South Dakota Method » (Moore, 1987). Le traitement à 9 % ne s'est pas montré concluant en laboratoire et n'a donc pas été retenu dans le cadre des essais *in situ*.

### **3.1.2 Préparation de l'infrastructure**

Les méthodes de construction décrites dans cette section sont conformes aux méthodes couramment utilisées en voirie forestière et peuvent sans doute différer des techniques de construction utilisées pour les routes publiques. La préparation de la sous-fondation et de la fondation du tronçon de route expérimental a nécessité plusieurs étapes de construction. Tout d'abord, en mai 1999, le choix d'un site expérimental représentatif du milieu (terrain argileux) a été effectué et les prélèvements d'échantillons de sol ont été assujettis aux essais de laboratoire.

Par la suite, les travaux de déboisement visant la récupération du volume marchand de bois dans les limites de l'emprise ont été menés par Abitibi-Consolidated. À la fin mai, la préparation de l'infrastructure a été complétée en tenant compte des paramètres prescrits par cette étude. La construction effectuée par une excavatrice avait une longueur de 750 m, une largeur de 9 m et une hauteur totale d'environ 1,2 m à partir du sol naturel. Le sol-support était principalement composé de souches, mousse, matières organiques et d'argile provenant de l'horizon B. La sous-fondation (couche supérieure), soit environ 1,20 m, était principalement composée d'argile provenant de l'horizon C soit celui utilisé pour les essais CBR en laboratoire.

L'infrastructure a ensuite été laissée intacte permettant au sol argileux de s'assécher par drainage et consolidation naturels. Seule une niveleuse a circulé sur la structure afin de donner une couronne à la surface afin de favoriser le drainage et l'assèchement.

Les travaux de traitement à la chaux ont été effectués selon une procédure qui comprenait la distribution des sacs de chaux, l'épandage mécanique et manuel de la chaux, le malaxage assurant le mélange sol-liant, le nivelage de la couche remaniée et le compactage de la surface de roulement. Un ajout d'eau

périodique lors du malaxage et du compactage assurait l'apport en humidité nécessaire à la réaction stabilisante et au mûrissement. Chacune des ces étapes sera discutée dans une section ultérieure.

### **3.1.3 Relevé au nucléodensimètre pré-traitement**

Un nucléodensimètre de type Troxler 3430 a été utilisé afin de connaître et de contrôler la teneur en humidité du sol traité. L'essai du nucléodensimètre se compose de deux éléments : le premier détermine la masse volumique d'un sol; l'autre sa teneur en eau. Le principe de fonctionnement de l'appareil nucléaire est simple et attribue une détermination rapide des paramètres. Une source de Césium 137 émet des rayons gamma dans le sol dont une partie est recueillie par un capteur. Le ratio de la partie détectée sur la partie émise est proportionnelle à la densité du sol. Une source de radium-béryllium émet des neutrons dans le sol, dont le ratio de la partie détectée sur la partie émise est proportionnelle au taux d'humidité du sol.

La teneur en humidité moyenne du sol avant traitement était de 12,3 % alors que la masse volumique moyenne était de 1 705 kg/m<sup>3</sup>.

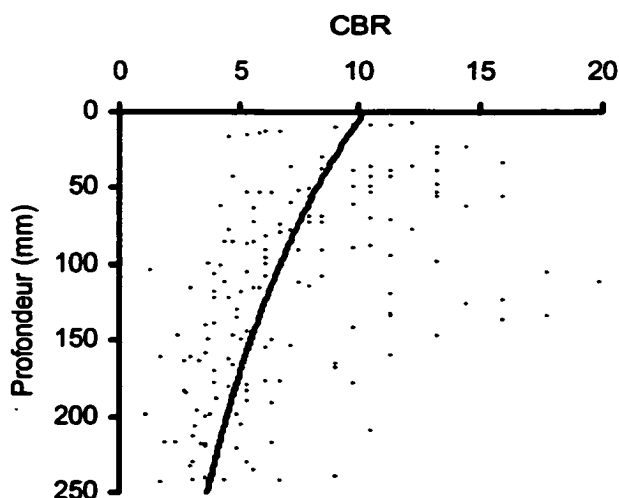
### **3.1.4 Relevé au DCP pré-traitement**

L'utilisation du « Dynamic Cone Penetrometer » (DCP) est destinée à apprécier l'aptitude d'un sol à supporter les charges, qu'il s'agisse du terrain naturel ou des matériaux constituant les différentes couches d'un corps de chaussée (Minnesota Department of Transportation, 1993). Une figure de l'instrument est présentée en annexe VII. Le niveau et l'uniformité du compactage d'une couche structurale peuvent être également illustrés par cette méthode d'évaluation du comportement des chaussées. Les résultats du test sont exprimés en terme d'un indice de pénétration (CPI = « Cone Penetration Index ») qui se définit comme le mouvement vertical d'un cône de 60° sous l'impact d'un marteau

(mm/coups). Une équation de corrélation permettant de transposer l'index de pénétration en terme de CBR est présentée à l'équation 3.1 (Minnesota Department of Transportation, 1993).

$$(3.1) \quad \log \text{CBR} = 2,654 - 1,301 \log \text{CPI}$$

Trois relevés au DCP à intervalles de 20 m ont été effectués avant traitement à la chaux sur une profondeur minimale de 250 mm. Un CBR moyen de 7 a été obtenu pour le tronçon de 750 m. La figure 3.1 illustre le profil du CBR sur une profondeur de 250 mm où l'indice diminue en fonction de la profondeur. Ces résultats sont statistiquement très variables illustrant un  $R^2$  de 0,34. Il est à noter qu'un CBR de 7 est relativement élevé pour une argile non-traitée. L'auteur attribue cet indice élevé à une période exceptionnellement chaude et sèche précédant les travaux.



**Figure 3.1 Profil en profondeur de l'Indice CBR avant traitement incluant la dispersion des relevés**



### **3.1.5 Contrôle de l'humidité du sol**

Tel que mentionné à la section 3.1.3, la teneur en eau enregistrée avant le traitement à la chaux était de 12,3 %. En se basant sur les essais de compactage obtenus en laboratoire, la teneur en eau optimum se situe à 17,5 %. Or, lors d'une stabilisation à la chaux, certains auteurs suggèrent de traiter le sol à une teneur en eau supérieure à l'optimum allant jusqu'à 5 % au-dessus de ce dernier (National Lime Association, 1991; Perry *et al*, 1996). Lors des travaux, la teneur en eau du sol a donc été élevée en utilisant un camion citerne avant et pendant le traitement. Suite à plusieurs passages successifs, la teneur en eau a été amenée à 18,9 et 19,7 % pour les sections traitées à 3 et 6 % respectivement.

### **3.1.6 Épandage de la chaux**

Le tronçon de route expérimental a été divisé en trois sections de 250 m chacun. Une section a servi de contrôle alors que les deux autres ont été traitées à 3 et 6 % de chaux. En l'absence d'une machine spécialisée pour l'épandage de la chaux, l'épandage a été effectué manuellement. Des sacs de chaux ont été transportés et vidés à l'aide d'un transporteur forestier de type Trans-Gesco modèle TG-80-T/T munie d'un bras hydraulique. Chaque sac a été distribué dans un carré d'une dimension prédéterminée en fonction de la teneur en chaux désirée. L'épandage final a ensuite été fait manuellement à l'aide de râpeaux et de pelles. La température lors de l'épandage était de l'ordre de 25 °C.

### **3.1.7 Malaxage du sol**

Un malaxage homogène du sol est un élément important dans la réussite d'un projet de stabilisation. Lors des travaux, le malaxage a été effectué à l'aide d'une herse à disques de marque française distribuée au Canada par Grégoire Besson Canada inc. La herse présentée en annexe VIII est munie de deux

rangées de disques de 57 cm de diamètre. Chaque rangée mesure 3 m de long et regroupe 11 disques chacune. Le poids total de l'unité était de 3 600 kg. La herse est également équipée de cylindres hydrauliques permettant d'ajuster la profondeur et l'orientation des disques. Un bouteur de type John Deere 850C a été utilisé pour tirer la herse. Le malaxage a été assuré tel que désiré sur une profondeur de 250 mm.

Plusieurs passages de la herse furent nécessaires afin de bien mélanger la chaux au sol et de briser les mottes d'argile. Après plusieurs passages (>20), le diamètre des mottes variait de 10 à 200 mm alors qu'en laboratoire ces derniers ne mesuraient qu'environ 2 mm. Compte tenu de l'espacement entre les disques, il est difficile de réduire les mottes aux mêmes dimensions que celles obtenues en laboratoire. Pour des objectifs de stabilisation, le National Lime Association (1991), recommande de malaxer le sol jusqu'à ce que les mottes soient plus petites que 25 mm. Pour atteindre cette dimension, on recommande d'utiliser une pulvérisatrice.

### **3.1.8 Nivelage**

Lorsque le malaxage était visuellement jugé optimal, une niveleuse a été utilisée pour donner une couronne à la surface traitée afin de favoriser un bon drainage des eaux.

### **3.1.9 Compactage**

Le compactage vise à réduire ou éliminer le risque de tassement, d'augmenter la résistance des sols, d'améliorer la capacité portante et de limiter les variations de volume indésirables causées, par exemple, par l'action du gel, le gonflement et le retrait (Holtz *et al*, 1991). Il est connu que le compactage des sols argileux nécessite l'utilisation d'un rouleau à pieds de mouton car ces sols nécessitent une pression très élevée. Pour des travaux de stabilisation, le rouleau à pieds

de mouton est également le choix à privilégier. Or, d'autres équipements peuvent être utilisés tels; le rouleau à pneus multiples ou encore le rouleau à tambour lisse. Lorsque le rouleau à pneus multiples est utilisé, il est recommandé de travailler par mince couche d'environ 5 cm ou en tandem avec un rouleau à tambour lisse. Ce dernier, quant à lui, est souvent utilisé comme finition car sa pression au sol est beaucoup plus faible (National Lime Association, 1991).

Dans le cadre de ce projet, un compacteur de type pieds de mouton Caterpillar CP-433C a été utilisé immédiatement après le nivelage.

### **3.1.10 Cure**

Comme il est expliqué précédemment, la stabilisation chimique nécessite un temps de cure afin de compléter la réaction chimique. Suite au compactage, le tronçon de route expérimental a donc été laissé intact où aucune circulation n'était permise.

La prochaine section traite donc de la période suivant le temps de cure, soit celle des diverses évaluations post-traitement.

## **3.2 ÉVALUATIONS POST-TRAITEMENT**

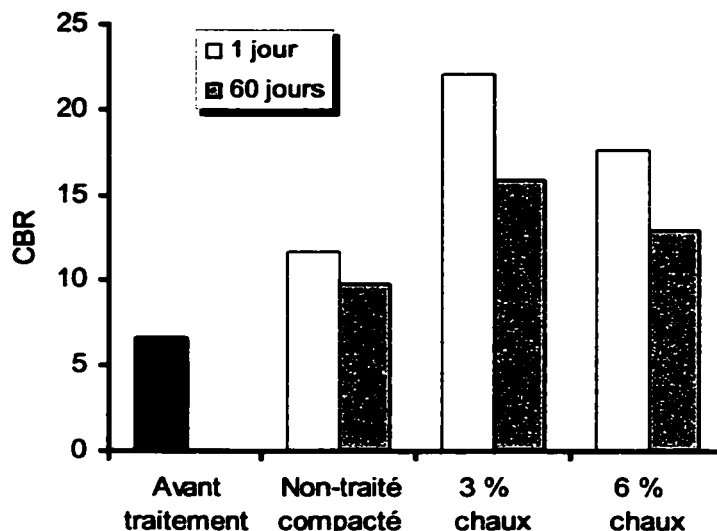
Divers relevés tels ceux du CBR, de la déflexion et de la densité ont été effectués afin d'apprécier et de documenter l'évolution du traitement chimique dans le temps. Tel que spécifié dans la section précédente, le tronçon d'essai de 750 m a été subdivisé en trois sections de 250 m chacune (0, 3 et 6 % de chaux). Cette section présente et discute des résultats obtenus.

### **3.2.1 Relevé au DCP**

Au total, trois relevés de DCP par intervalle de 10 m ont été effectués pour chacune des trois sections, au 1<sup>ier</sup> et 60<sup>ième</sup> jour suivant les travaux de stabilisation. La section non-traitée a également été compactée afin de comparer les indices de CBR aux surfaces traitées à 3 et 6 % de chaux. Ceci permet d'évaluer si le gain en résistance est dû à la stabilisation ou au compactage.

Suite au compactage, la section de contrôle a montré un léger gain en indice CBR passant de 7 à environ 12 (figure 3.2). Après 60 jours, ce gain a diminué à 10. La section traitée à 3 % de chaux a montré un CBR moyen de 22 après 24 heures de mûrissement. Par contre, contrairement aux résultats obtenus en laboratoire, ce gain a diminué à 16 après 60 jours. Ceci suppose qu'aucune réaction pouzzolanique ne s'est produite durant cette période.

Comparable aux résultats de laboratoire, le traitement de 6 % a donné des résultats inférieurs à ceux du traitement de 3 %. Or, un léger gain est détectable où le CBR est passé à 18 après 24 heures pour ensuite diminuer à 13 après 60 jours.

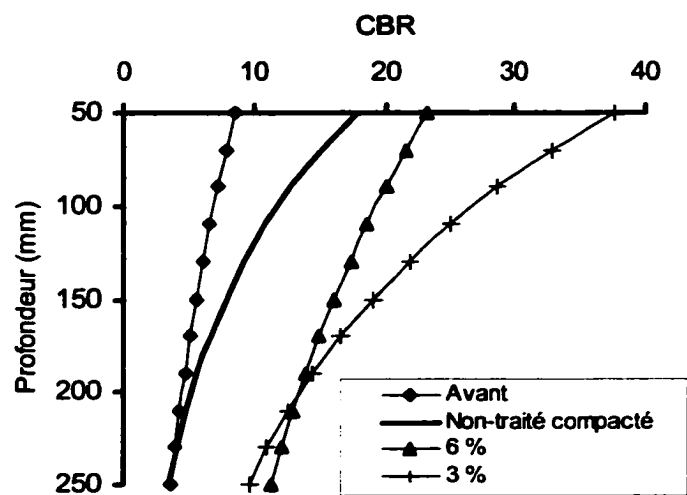


**Figure 3.2 Évolution du CBR moyen dans le temps en fonction de la teneur en chaux pour les essais-terrain**

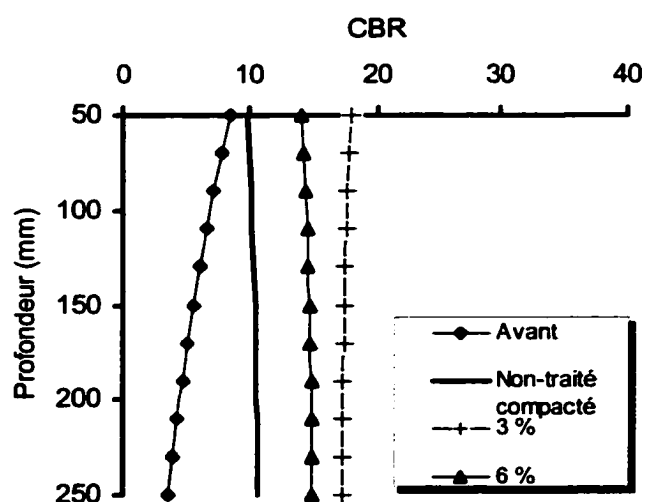
Alors que les résultats présentés à la figure 3.2 démontrent un gain raisonnable en résistance moyen pour le traitement de 3 %, il est important de noter que les relevés sont très variables. Par exemple, le CBR moyen de 16 obtenu après 60 jours à 3 % de chaux a un écart-type de 9,5. La dispersion des résultats est de l'ordre de plus de 50 % de coefficient de variation ce qui est significatif. Les résultats de la section de contrôle sont plus homogènes car l'écart-type n'était que de 3 pour un CBR moyen de 10. En général, les résultats de capacité portante des deux sections stabilisées sont très variables au 1<sup>er</sup> et 60<sup>ième</sup> jour respectivement. Cependant, les tests de t montrent que les différences entre toutes les moyennes présentées à la figure 3.2 sont significatives à 95 %.

L'hétérogénéité du traitement est également considérable à différentes profondeurs de la fondation. Pour illustrer ce phénomène, les figures 3.3 et 3.4 présentent le profil en profondeur de l'indice CBR après le 1<sup>er</sup> et 60<sup>ième</sup> jour du traitement respectivement. Les données présentées à la figure 3.3 reflètent l'indice CBR à partir de 50 mm de profondeur puisque la comparaison des résistances de 0 à 50 mm n'était pas statistiquement significative. Ces résultats

supposent que ni un compactage optimum ni un malaxage homogène ont été atteints car la résistance diminue en fonction de la profondeur.



**Figure 3.3 Profil en profondeur de 50 à 250 mm de l'indice CBR en fonction de la teneur en chaux 1 jour après le traitement**



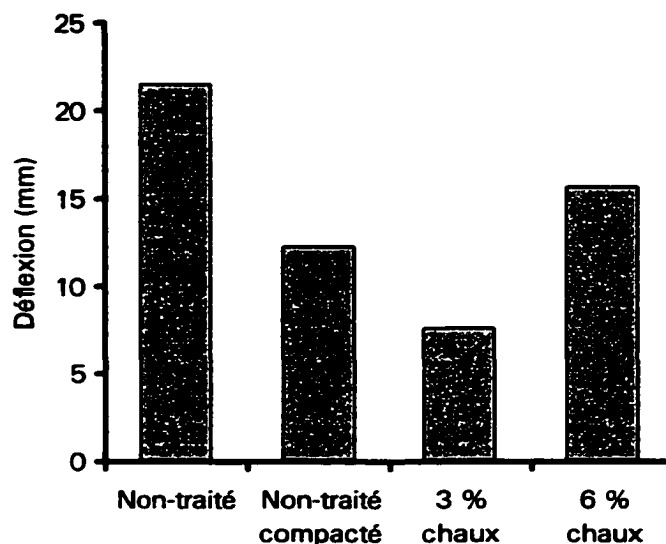
**Figure 3.4 Profil en profondeur de 50 à 250 mm de l'indice CBR en fonction de la teneur en chaux 60 jours après le traitement**

Malgré les résultats décevants obtenus en chantier, comparativement à ceux obtenus en laboratoire, ils démontrent que l'argile a bénéficié d'une réaction chimique jusqu'à une profondeur d'au moins 250 mm. En effet, le CBR moyen des deux sections traitées est demeuré plus élevé lorsque comparé à la section non-traitée (figure 3.4). La résistance obtenue entre 50 et 100 mm de la surface semble avoir été le plus affectée où elle est passée de 31 à 18 pour le traitement de 3 % après 60 jours (figure 3.4).

### **3.2.2 Relevé de déflexion (« Benkelman Beam »)**

L'essai du déflectomètre « Benkelman Beam » évalue la portance de la structure en mesurant la déflexion et le rebondissement élastique à la surface de la chaussée suite à l'application d'une charge (McFarlane et al, 1973; Wilkins, 1959). L'appareil consiste en un levier dont le pointeau se place entre les pneus jumelés arrières d'un camion chargé. La charge appliquée sur l'essieu arrière est de 8 182 kg (18 000 lbs ou 80 kN) lorsque la mesure est effectuée au niveau du pavage ou de la fondation. Une fois le micromètre placé à zéro, le camion se déplace afin d'être hors de la zone d'influence des déflexions. Par la suite, une mesure de la déflexion totale peut être fournie par le micromètre.

Afin d'évaluer si la structure traitée avait gagné une certaine rigidité suite aux traitements, un total de 23 relevés de déflexion ont été effectués 24 heures suivant les travaux. Telle qu'illustrée à la figure 3.5, la déflexion moyenne de la surface non-traitée avant traitement était de 21 mm. Suite au compactage de la section de contrôle, la fondation est devenue plus rigide car la déflexion est passée à 12 mm, soit une diminution de 42 %. Le traitement de 3 % a diminué davantage la déflexion car la moyenne est passée à 8 mm, soit 33 % de moins que la section de contrôle. Seule la section traitée à 6 % de chaux a montré des résultats incohérents car la déflexion (16 mm) était supérieure à la section contrôle. Encore une fois, ces relevés suggèrent que le traitement à 3 % donne de meilleurs résultats. Ceci corrobore donc avec les conclusions tirées des relevés au DCP compilés à la section 3.2.1.



**Figure 3.5 Relevés de déflexion moyennes avant et un jour après traitement**

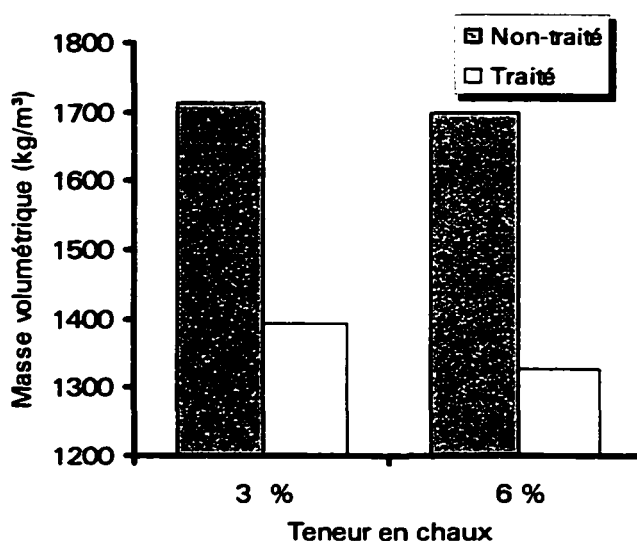
Il faut donc utiliser ces données avec précaution car, tout comme les relevés au DCP, les données de déflexion étaient très variables tout au long du tronçon d'essai. En effet, les analyses statistiques (test de t) confirment qu'aucune différence significative existe entre ces moyennes à un niveau de confiance de 95 %. Aucun relevé de déflexion n'a été fait 60 jours après le traitement car la route a été jugée non-carrossable pour un camion lourd.

### **3.2.3 Relevé au nucléodensimètre**

En plus de fournir de l'information sur la teneur en eau du sol, le nucléodensimètre a également servi à prendre des lectures de masse volumique moyenne. Au total, 27 relevés ont été pris. Tel que présenté à la figure 3.6, la masse volumique moyenne enregistrée avant traitement était de l'ordre de 1 700 kg/m<sup>3</sup> pour les deux sections (3 et 6 %) devant être traitées à la chaux. Suite à la stabilisation (1<sup>er</sup> jour), la masse volumique moyenne est passée à 1 394 et 1 326 kg/m<sup>3</sup> pour les sections traitées à 3 et 6 %



respectivement. Les analyses statistiques (test de t) montrent que la différence entre les moyennes avant et après traitement sont significatives à 95 %. Or, les tests de t rejettent l'hypothèse qu'une différence significative existe entre les traitements de 3 et 6 % car les moyennes sont considérées égales.



**Figure 3.6 Variation de la masse volumique moyenne pour les traitements de 3 et 6 % de chaux avant et 1 jour après traitement**

La diminution de la masse volumique est expliquée, en partie, par la réaction d'échange cationique suivie de la floculation et l'agglomération de l'argile. En effet, il est largement admis et rapporté par plusieurs auteurs que lorsque compacté, un mélange chaux-argile possède une densité maximale inférieure au sol non-traité (Little, 1995; Moore, 1987; Schoute, 1999). L'argile n'a donc plus la même nature où les propriétés physiques changent.

Dans l'exemple fourni antérieurement à la figure 1.9 de la section 1.3.3, on observe une chute de densité maximale d'environ 80 kg/m³ d'une argile traitée à 4 % lorsque comparée au sol naturel (Moore, 1987). Little (1995) présente des résultats semblables lorsqu'un sol est traité avec différentes teneurs en chaux.

Ses recherches affichent des chutes variant de 48 à 80 kg/m<sup>3</sup> avec une augmentation de 2 à 4 % de la teneur en eau optimum.

Dans le cas à l'étude, la baisse de masse volumique est de 319 et 373 kg/m<sup>3</sup> pour les tronçons traités à 3 et 6 % de chaux respectivement. Bien qu'une chute en masse volumique soit un phénomène normal lors d'une stabilisation à la chaux, une diminution de l'ordre de 20 % semble élevée lorsque comparée à d'autres études scientifiques.

### **3.2.4 Analyse des résultats**

À la lumière des résultats présentés, il est clair que les essais-terrain n'ont pas été une réussite à part entière.

Il apparaît évident que l'épandage et le malaxage n'étaient pas homogènes car des observations ont permis de constater même après plusieurs passages avec la herse à disques la présence de mottes d'argile. Ces mottes de dimensions relativement grosses sont demeurées intactes et n'ont pas bénéficiées de la présence de chaux.

Malgré un mélange hétérogène, le sol était beaucoup plus maniable suite à plusieurs passages de la herse à disques et lors du nivelage final. De plus, après quelques passages de la herse à disques, le mélange sol-chaux dégageait une température plus élevée que le sol non-traité. Alors que la température n'a pas été enregistrée à l'aide d'un thermomètre, cette constatation suppose néanmoins que les premières réactions de stabilisation chimique, soit l'échange cationique et la floculation/agglomération ont eu lieu. Le sol a bénéficié d'une forme de *modification*. Ceci explique le gain immédiat en résistance CBR mesuré 24 heures après le traitement tel que présenté à la figure 3.2. Par contre, la chute en résistance mesurée 60 jours après le traitement suppose qu'aucune réaction pouzzolanique a eu lieu.

Un autre facteur ayant affecté les résultats est celui du compactage. Bien qu'il est admis qu'une stabilisation à la chaux peut entraîner une diminution de la masse volumique pouvant atteindre  $80 \text{ kg/m}^3$  (Little, 1995; Moore, 1987), les données présentées à la section 3.2.3 suggèrent que le compactage n'était pas optimum. Une plus grande énergie de compactage ou une opération de compactage en deux couches aurait sans doute améliorée la résistance mécanique de la structure.

En fonction des résultats obtenus en laboratoire et en chantier, le prochain chapitre sera dédié à la conception de la chaussée.

## **CHAPITRE 4**

### **CONCEPTION D'UNE CHAUSSÉE NON-REVÊTUE**

Ce chapitre traite de la conception d'une chaussée où une méthode simple est utilisée pour calculer l'épaisseur de l'infrastructure stabilisée à la chaux. Le modèle de calcul utilisé a été développé par le Australian Road Research Board Limited expressément pour les routes non-revêtues (Giummarra, 1993). Deux scénarios sont présentés, le premier est celui d'une route construite conforme aux spécifications utilisées par Abitibi-Consolidated et le second consiste en une route stabilisée à la chaux tel que spécifié par l'auteur. La première partie de ce chapitre traite d'abord du calcul des charges et du trafic.

#### **4.1 CALCULS DES CHARGES ET DU TRAFIC**

La première partie de la conception consiste à calculer le nombre de passages de camion anticipé sur la vie utile de la route. Le volume de trafic est défini par le nombre d'équivalence en charge axiale simple ( $ECAS_{80}$ ) sur une période de temps donnée. L' $ECAS_{80}$  est basé sur une charge d'essieu standard de 80 kN (18 000 lbs). Un facteur d'équivalence de charge (FÉC) est ensuite calculé et représente donc le nombre d' $ECAS_{80}$ . Le FÉC en fonction du type d'essieu est obtenu selon les équations présentées en annexe IX (Haas, 1997).

En posant comme hypothèse que la route sera utilisée pour une période de 15 ans avec une récolte de bois annuelle anticipée de 550 000 m<sup>3</sup>, le nombre d'ECAS<sub>80</sub> est calculé à 1,7 million (Tableau 4.1). Le calcul du nombre d'ECAS<sub>80</sub> par voyage est présenté en annexe X. Cette information sera utilisée à la section 4.3 pour la conception de chaussée.

<b>Tableau 4.1</b> <b>Hypothèses de calcul pour le nombre total d'ECAS<sub>80</sub></b> <b>sur une période d'exploitation de 15 ans</b>	
Volume de bois récoltable par année (m <sup>3</sup> )	550 000
Période d'exploitation (années)	15
Volume total (m <sup>3</sup> )	8 250 000
Densité du bois (kg/m <sup>3</sup> )	750
Charge de bois total (kg)	6 187 500 000
Charge utile par voyage (kg)	37 000
Nombre de voyages requis	167 230
Nombre d'ECAS <sub>80</sub> par voyage (aller-retour)	10
Nombre d'ECAS <sub>80</sub> total	<b>1 672 300</b>

## 4.2 CONSTRUCTION D'UNE CHAUSSÉE NON-STABILISÉE

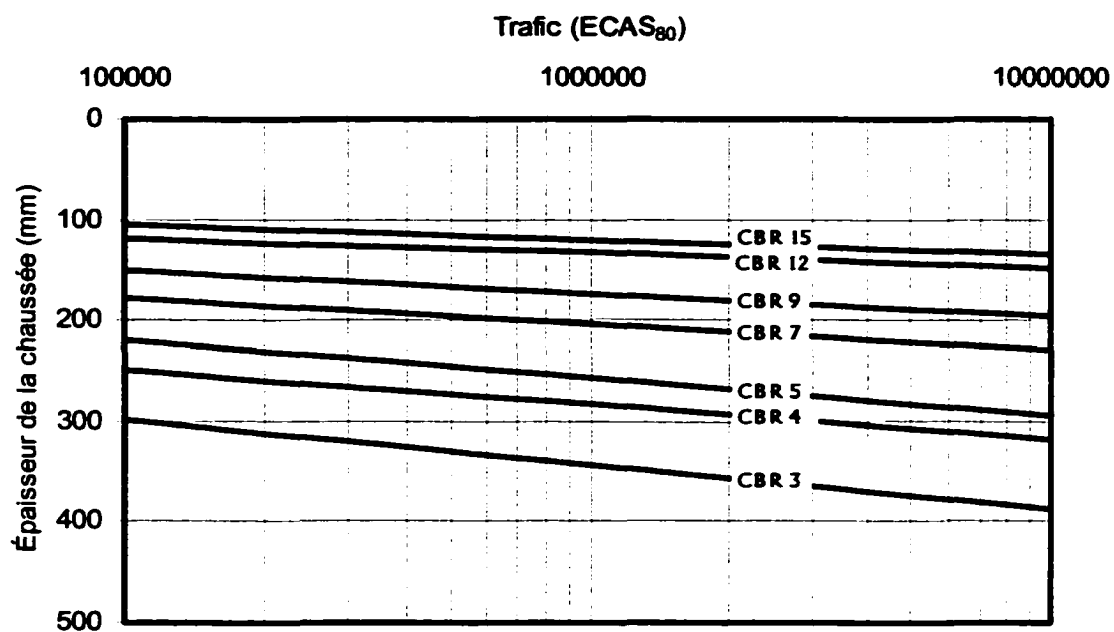
Chez Abitibi-Consolidated, il n'y a aucun calcul de structure effectué pour les routes forestières. La conception repose simplement sur l'expérience de la compagnie et l'historique des performances plutôt empirique (Lacasse, 1999). La construction consiste simplement à distribuer des résidus de coupe (branches, souches etc.) formant une mince sous-fondation. Le gravier, sur une épaisseur moyenne de 0,8 m et une largeur de 9 m est ensuite mis en place. Ces types de routes sont typiquement utilisés pour des périodes pouvant varier de 10 à 20 ans (Lacasse, 1999).

### **4.3 CALCULS D'ÉPAISSEUR D'UNE CHAUSSÉE STABILISÉE À LA CHAUX**

Cette partie porte sur le calcul de l'épaisseur de gravier nécessaire pour une sous-fondation d'argile stabilisée à la chaux.

La méthode de conception de chaussée présentée à la figure 4.1 proposée par Giummarra (1993) préconise l'utilisation de courbes basées sur le CBR et le nombre d'ECAS<sub>80</sub>. Cet abaque donne une fiabilité de 80 % où il y a 20 % de risque que la chaussée nécessitera une réhabilitation avant la fin de sa vie utile anticipée. Étant donné que les routes forestières sont périodiquement nivelées et rechargées, une fiabilité de 80 % assure un niveau de confiance raisonnable pour ce type de route (Guimmarra, 1993).

Tel que décrit à la section 3.1.2, la sous-fondation d'argile construite pour ce projet est d'une largeur de 9 m et d'une épaisseur de 1,2 m. La dernière couche de 0,25 m de surface sur une largeur de 6 m a été stabilisée à la chaux comme décrite dans les chapitres antérieurs. Posons comme hypothèse que les travaux de stabilisation rapportés dans ce projet sont un succès et que le CBR moyen de la surface traitée est de 15. En se référant à l'abaque présenté à la figure 4.1 et en utilisant 1,7 millions d'ECAS<sub>80</sub> (section 4.1), les courbes proposent un minimum de 125 mm d'épaisseur de gravier pour la fondation.



**Figure 4.1** *Abaque de conception de chaussée (Giummarra, 1993)*

Basée sur l'information et les calculs présentés dans ce chapitre une analyse économique est établie au chapitre suivant.

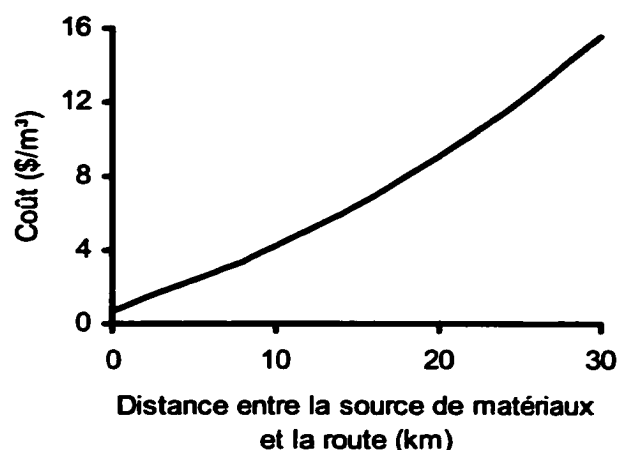
## **CHAPITRE 5**

### **ANALYSE ÉCONOMIQUE ET DE RENTABILITÉ**

Comme présentée dans les chapitres précédents, la stabilisation chimique des sols en place peut être efficace lorsque les bonnes pratiques sont utilisées. L'utilisation des matériaux *in situ* offre donc une alternative pouvant réduire le transport de grandes quantités de granulats. Ce chapitre porte sur l'aspect économique et de rentabilité d'un traitement chimique qui sont indispensables à la réalisation d'un tel projet. Les calculs de coûts présentés dans ce chapitre portent sur les spécifications de conception présentées au chapitre 4.

Afin d'évaluer la viabilité économique d'un traitement à la chaux, ce dernier sera comparé aux coûts de conception d'Abitibi-Consolidated. Dans le but de simplifier l'exercice, le coût réel de conception d'une route non-stabilisée est présenté à la figure 5.1 (Lacasse, 1999). Cette courbe illustre le coût total de construction par m<sup>3</sup> de remblais en fonction de la distance de transport d'un banc d'emprunt.

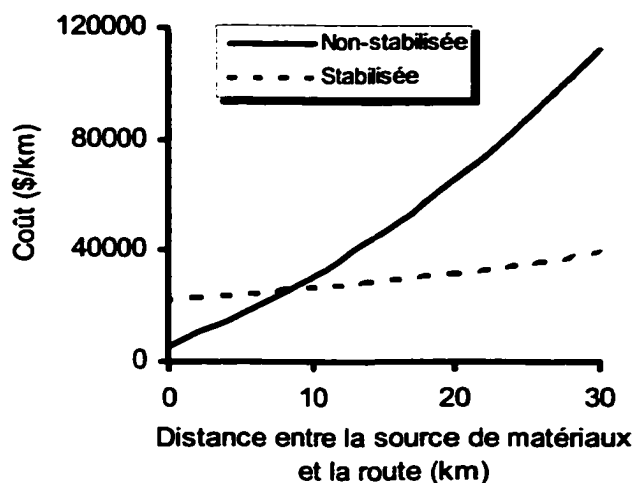




**Figure 5.1 Coût de construction en fonction de la distance de transport à partir du banc d'emprunt de gravier chez Abitibi-Consolidated (Lacasse, 1999)**

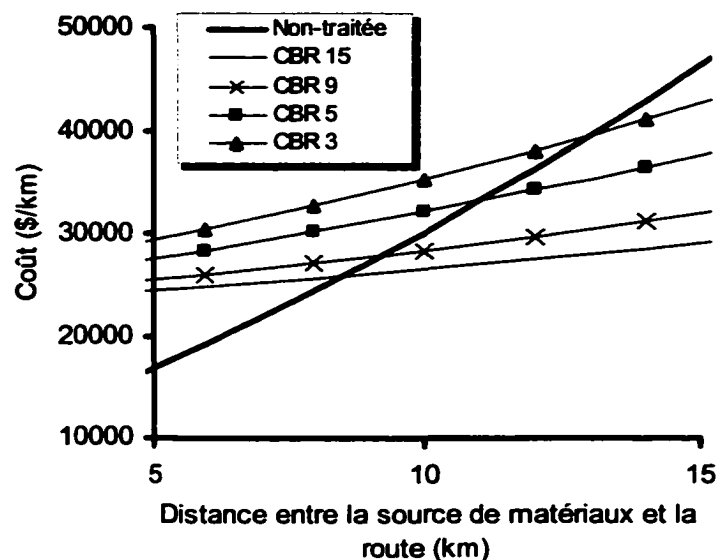
Pour une distance moyenne de transport de gravier de 16 km, le coût de construction est de 50 000 \$/km (illustré à la figure 5.2). Ce coût est une valeur réelle chez Abitibi-Consolidated et a même atteint 100 000 \$/km à quelques reprises en 1998 (Lacasse, 1999).

La courbe des coûts d'une route stabilisée est le résultat d'un coût fixe de 21 750\$/km pour les travaux de stabilisation (annexe XI) additionné aux coûts de transport de gravier en fonction de la distance du banc d'emprunt (annexe XII). Il est important de noter que le coût pour les travaux de stabilisation n'inclut pas ceux des analyses de laboratoire et de conception réalisés par l'auteur. L'équilibre des coûts de construction, vu à la figure 5.2, est atteint à une distance de 8,5 km du banc d'emprunt, soit environ 25 700 \$/km. Étant donné la mince couche de gravier nécessaire suite à une stabilisation le coût total en fonction de la distance du banc d'emprunt n'est pas affecté de façon aussi manifeste que celui d'une route non-stabilisée.



**Figure 5.2 Comparaison des coûts de construction d'une route non-stabilisée et de celle stabilisée incluant la pose de gravier**

La figure 5.3 illustre l'impact sur le coût d'une route de la variation de la capacité portante d'une fondation stabilisée à la chaux en comparaison à une route non-stabilisée. Il est évident que la distance optimale augmente avec une diminution de l'indice CBR et ceci se traduit à un coût variant de 25 700 à 40 000 \$/km pour un CBR de 15 et 3 respectivement.



**Figure 5.3 Comparaison des coûts de construction d'une route non-stabilisée et de celles stabilisées à divers CBR incluant la pose de gravier**

Cette analyse économique a aidé à dresser des distances optimums à partir d'un approvisionnement de gravier pour diverses capacités portantes d'une fondation stabilisée.

## **RECOMMANDATIONS**

Cette recherche a permis d'établir des éléments importants favorisant la réussite d'un projet de stabilisation à la chaux. Voici quelques recommandations qui en découlent :

- Le type de sol doit être bien connu dès le départ, notamment la granulométrie et les limites d'Atterberg. Cette information aide à choisir et doser un liant de façon appropriée;
- L'épandage de la chaux doit être fait à l'aide d'équipements conçus à cette fin afin d'obtenir une distribution homogène du liant à un taux contrôlé;
- Le malaxage est un élément clé dans la réussite d'un traitement à la chaux. Non seulement on obtient un mélange homogène du liant avec le sol mais également il réduit la grosseur des mottes d'argile les rendant donc plus exposées au liant. Le National Lime Association (1991), recommande de malaxer le sol jusqu'à ce que les mottes soient plus petites que 25 mm;
- Le compactage est également très important dans tous travaux de stabilisation. Le compactage est une forme de stabilisation mécanique permettant d'augmenter la stabilité mécanique du sol;
- La teneur en eau du sol se doit d'être bien contrôlée car l'efficacité de la réaction chimique dépend grandement de l'apport en eau disponible dans le mélange. Un compactage optimum est également atteint avec une teneur en eau optimum;

- Un mauvais dosage en chaux peut s'avérer néfaste. Ceci est vrai tant pour une teneur en chaux trop élevée que trop faible;
- La météo joue un rôle important dans la rapidité du mûrissement d'un traitement. Il est alors recommandé d'effectuer les traitements à la chaux durant les périodes sèches et chaudes. Or, une pluie légère n'est pas nécessairement problématique. Dans certains cas, elle peut même contribuer au mûrissement;
- Des précautions doivent être prises lors de la manutention de la chaux vive de même que d'autres produits chimiques. Les fournisseurs des produits peuvent fournir des consignes de sécurité à ce sujet;
- D'autres essais terrain sont nécessaires afin de valider le choix et l'efficacité d'équipements adaptés;
- Des essais en laboratoire sont nécessaires afin d'identifier le diamètre maximum d'une motte d'argile qui diminuerait la variabilité du traitement *in situ*;
- L'établissement d'un cadre de suivi est essentiel car il permet de documenter l'évolution du comportement et de la performance de la route pour améliorer les travaux futurs;
- Plusieurs techniques ont été développées afin de formuler un dosage de chaux approprié au sol à traiter. Des méthodes utilisées pour déterminer le dosage pour des objectifs de "modification" du sol sont; l'évaluation du pH, le test de réduction de l'indice de plasticité, le CBR et le potentiel de gonflement (Prusinski *et al*, 1999; Moore, 1987). Les tests destinés à déterminer le dosage pour des objectifs de "stabilisation" sont; l'essai de compression simple, le CBR, l'essai triaxial et le cohésiomètre (« cohesiometer value ») (Prusinski *et al*, 1999; Moore, 1987).

## **CONCLUSIONS**

Les compagnies forestières œuvrant sur des terrains à faible capacité portante dispensent de peu de moyens efficaces et économiquement viables leur permettant de transporter du bois frais douze mois par année. En effet, l'approvisionnement des usines du Nord-Est de l'Ontario dépend grandement d'un réseau routier hivernal qui a une période d'utilisation variable et souvent incertaine lors du dégel au printemps. Dans le but de fournir aux compagnies des moyens leur permettant de rendre leurs réseaux routiers carrossables en été, ce mémoire a donc porté sur des techniques et produits de stabilisation des sols à granulométrie fine, plus particulièrement les argiles.

Dans un premier temps, ce travail a dressé une revue bibliographique exhaustive des connaissances et a établi un recensement des produits de stabilisation utilisés en fonction de la nature du sol. Suite à cette revue, la chaux a été identifiée comme étant le produit le mieux adapté pour le cas à l'étude. La performance, le coût, la compatibilité au sol à l'étude et l'accessibilité de la chaux sont les éléments qui ont été considérés lors du choix du produit.

Des essais en laboratoire ont validé le choix de la chaux et ont déterminé un dosage approprié pour les travaux *in situ*. Ces essais démontrent des gains importants en résistance CBR à différentes teneurs en chaux. Les meilleurs résultats ont été atteints à des teneurs en chaux de 3 et 6 %. En effet, ces mélanges ont démontré des indices CBR de 56 et 33 pour les mélanges traités à 3 et 6 % de chaux respectivement comparativement à un CBR de 12 pour un sol non-traité. Basé sur les résultats prometteurs obtenus en laboratoire, des teneurs de 3 et 6 % de chaux ont été retenues pour les essais-terrain.

Les travaux de stabilisation réalisés sur les bancs d'essai en chantier ont permis d'obtenir des CBR de 16 et 13 (3 et 6 % de chaux) après 60 jours comparativement à 10 pour une section non-traitée. Ces résultats obtenus *in situ* en terme de dosage optimum corroborent avec ceux obtenus en laboratoire. En effet, les indices CBR obtenus à 3 % de chaux donnent des indices CBR supérieurs à ceux obtenus à 6 % de chaux. Des analyses statistiques confirment que la différence entre ces moyennes est significative à un niveau de confiance de 95 %.

Bien que l'indice CBR obtenu en chantier après 60 jours avec 3 % de chaux soit 60 % plus élevé que celui pour la section non-traitée, il faut utiliser ces résultats avec prudence. Les résultats de chantier sont très variables et ont une variance statistique élevée.

La variabilité des indices CBR ainsi que leurs valeurs peu élevées, comparativement à ce qui a été mesuré en laboratoire, semblent être majoritairement attribuées au mauvais malaxage du sol. La herse à disques utilisée pour les travaux ne pouvait pas réduire les dimensions des mottes d'argile à une grosseur équivalente à celle obtenue en laboratoire. De plus, en laboratoire, les mélanges étaient très homogènes favorisant ainsi une bonne réaction entre la chaux et le sol. Alors qu'il est pratiquement inconcevable d'atteindre des dimensions équivalentes sur le terrain, un meilleur choix d'équipement de malaxage pourrait donner de meilleurs résultats.

Un autre facteur ayant contribué à la variabilité des résultats est celui de l'épandage. Puisque que la chaux a été vidée à partir de sacs et ensuite épandue manuellement à l'aide de râdeaux, l'homogénéité de l'épandage était variable.

Tel que discuté au chapitre 3, le compactage en chantier n'était pas optimum car la densité du sol obtenue était très faible lorsque comparée à celle avant

traitement. Ceci peut affecter les résultats de CBR obtenus. D'autres facteurs, telles la teneur en eau et l'homogénéité de l'argile peuvent également affecter les résultats.

L'analyse économique a permis de déterminer une distance optimum à partir d'un banc d'emprunt pour laquelle les coûts des deux méthodes de conception sont égaux. En effet, à 8,5 km de distance et pour un CBR hypothétique de 15, les coûts de construction se chiffrent à 25 700 \$/km. Au-delà de cette distance, il est plus profitable de stabiliser la sous-fondation à la chaux.

En tenant compte des résultats présentés et malgré une utilisation accrue de la chaux à l'échelle mondiale, plusieurs facteurs doivent être considérés avant d'entreprendre des travaux de stabilisation à la chaux. Dans un premier temps, les gestionnaires doivent bien connaître les propriétés du sol à traiter. Entre autres, les limites d'Atterberg, la granulométrie, la densité optimum de compactage et l'homogénéité du sol doivent être bien documentées dès le départ.

De plus, il est important de fournir un bon drainage à la structure suite à la stabilisation et d'entreprendre les travaux lors des saisons chaudes et sèches.

Ce mémoire démontre que l'amélioration des caractéristiques mécaniques d'un sol argileux par le biais de la stabilisation à la chaux permet d'utiliser le sol en place comme matériau acceptable pour la construction de routes forestières. Il est également admis que la stabilisation chimique peut permettre de diminuer les coûts de transport de gravier à une distance optimum tout en préservant la performance de la route.



## **RÉFÉRENCES**

- Anon. (1998). *Gencrete Soil Stabilizer*. General Chemical Corporation, Parsippany, NJ. Product Profile (fiche technique). 2 p.
- Afmuth, R.E. (1970). *Strength and Durability of Stabilized Layers Under Existing Pavements*. Construction Engineering Research Lab, Report M-4.
- American Association for State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (1990). *Standard Specification for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing*. 15e éd., Washington, D.C. Partie I, Spécifications, 828 p.; Partie II, Essais, 998 p.
- American Society for Testing and Materials (ASTM). (1991). *Natural Building Stones, Soil and Rock*. Annual Book of ASTM Standards, 19e partie, Philadelphie. 634 p.
- Bergado, D.T., Anderson, L.R., Miura, N., Balasubramaniam, A.S. (1996). *Soft Ground Improvement in lowland and other environments*. ASCE, New York, NY.
- Biczysko, S.J. (1996). *Long-Term Performance of Lime Stabilized Road Subgrade*. pp. 5–12. Dans Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (éditeurs). Proceedings of the seminar on Lime Stabilization held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, England. 183 p.
- Broms, B.B. (1991). *Stabilization of soil with lime columns*. Dans : Fang, H.-Y. (ed.) *Foundation Engineering Handbook* (2<sup>nd</sup> edition), Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 833-855.
- CBR-Plus North America Inc. (1999). *Technical Information On Soil Stabilization Using Liquid Chemical Soil Stabilizers*. Vancouver, B.C. 35 p.
- Chaddock, B.C.J. (1996). *The Structural Performance of Stabilised Soil in Road Foundations*. pp.75–94. Dans Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (éditeurs). Proceedings of the seminar on Lime Stabilization held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, England. 183 p.
- Chauvin, R., Ponteville, P., Colombier, G. (1980). *Liants hydrauliques et pouzzolaniques*. Revue générale des routes et des aéroports, France. Guide pratique de construction routière 14. 15 p.

- Chauquette, M. (1988). *La stabilisation à la chaux des sols argileux du Québec*. Thèse de Ph.D. Faculté des Sciences et de Génie, Université Laval, Québec, Qué. 188 p.
- Chauquette, M., Bérubé, M.-A., Locat, J. (1987). *Mineralogical and Microtextural Changes Associated with Lime Stabilization of Marine Clays from Eastern Canada*. Applied Clay Science, 2. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, The Netherlands. pp. 215–232.
- Colombier, G., Alexandre, J., Ponteville, P., Colombier, G. (1980). *Assises traitées aux liants hydrauliques et pouzzolaniques*. Revue générale des routes et des aéroports, France. Guide pratique de construction routière 18. 15 p.
- Craig, R.F. (1987). *Soil mechanics*. Van Nostrand Reinhold (UK) Co. Ltd., Fourth Edition. Berkshire, England. 410 p.
- Davidson, W.H., Mullin, E.F. (1962). *Use of fly ash in road construction in New South Wales*. Proceedings, Volume I. Department of Main Roads, N.S.W. pp. 1085–1104.
- Escobar, R. (1986). *Sulfonated oil use in rural roads*. Présenté à: Organization of American States, XVth Panamerican Highway Congress. Mexico. 17 p.
- Escobar, R. (1991). *Electrochemical stabilization of grounds*. Présenté au Eighth Colombian symposium on the engineering of pavements, République de la Venezuela, Ministère du Transport et de la Communication. Popayan, Colombie. 21 p.
- Giummarra, G. (1993). *Unsealed roads manual : Guidelines to Good Practice*. Australian Road Research Board Limited (ARRB), Vermont South, Australia. 85 p.
- Greaves, H.M. (1996). *An Introduction to Lime Stabilization*. pp. 5–12. Dans Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (éditeurs). Proceedings of the seminar on Lime Stabilization held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, England. 183 p.
- Hadi, S. (1999). *Field and Laboratory Evaluation of the Use of Lime Fly Ash to Replace Soil Cement as a Base Course*. pp. 270–275. Présenté au Seventh International Conference on Low-Volume Roads. 23–26 mai, 1999, Baton Rouge, Louisiana. Transportation Research Record No. 1652, Volume 1. National Academy Press, Washington, D.C. 275 p.
- Henry, K.S. (1999). *Geotextile Reinforcement of Low-Bearing-Capacity Soils, Comparison of Two Design Methods Applicable to Thawing Soils*. US Army Corps of Engineers, Cold Regions Research & Engineering Laboratory (CRREL). Hanover, NH. Special Report 99-7. 29 p.

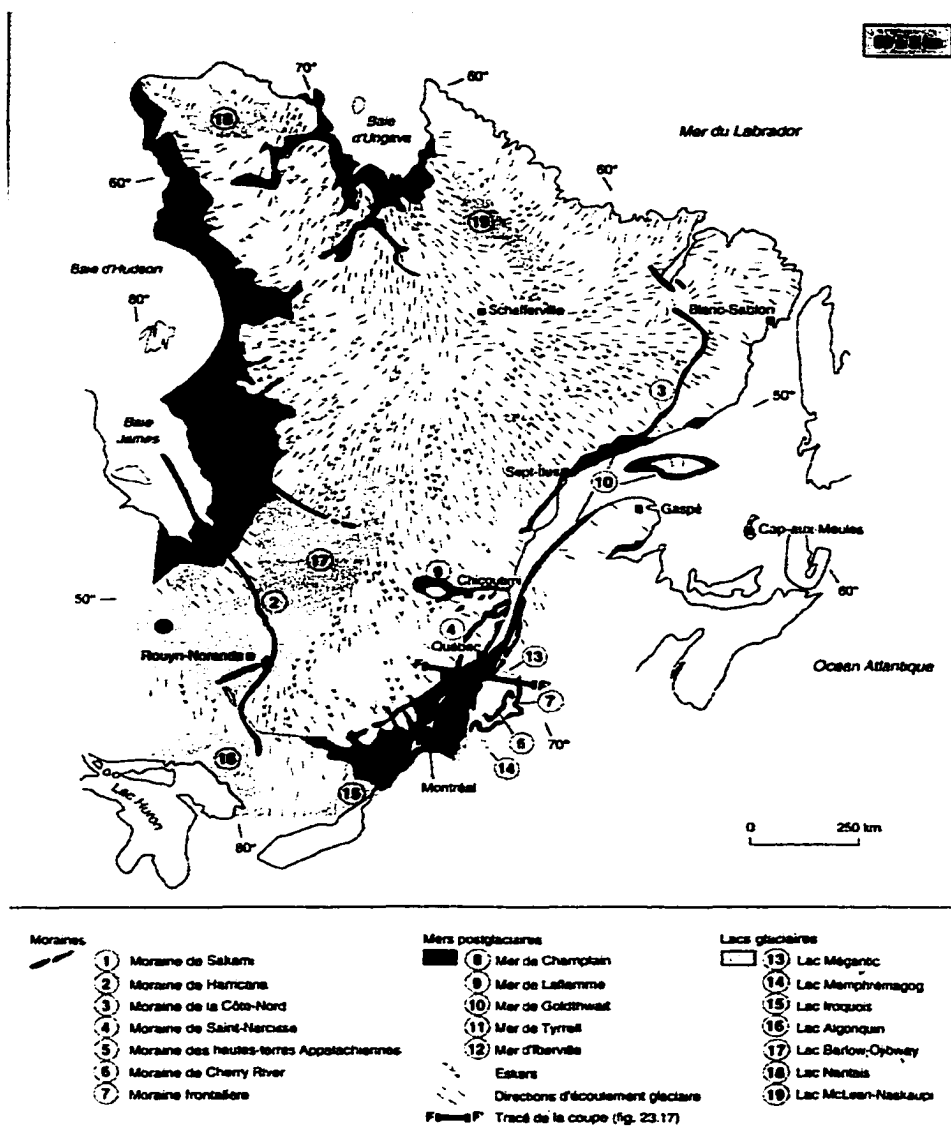
- Herzog, A., Mitchell, J.K. (1963). *Reaction Accompanying Stabilization of Clay with Cement*. Highway Research Record 36, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C. pp. 166–171.
- Hester, J. A. (1967). *Fly Ash in Roadway Construction*, Fly Ash Utilisation. pp. 87–90. Proceedings of the Edison Electric Institute, National Coal Association and Bureau of Mines Symposium.
- Holtz, R.D., Kovacs, W.D., Lafleur, J. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Édition de l'École Polytechnique de Montréal. Montréal, Québec. 808 p.
- Howard, A.K. (1986). *Soil Classification Handbook, Unified Soil Classification System (USCS)*. Bureau of reclamation, engineering and research center. Denver, Colorado. Geotechnical branch training manual No. 6. 81 p.
- Kelley, C.M. (1988). *A Long Range Durability Study of Lime Stabilized Bases at Military Posts in the Southwest*. National Lime Association, Bulletin 328.
- Kézdi, A. (1979). *Stabilized Earth Roads, Developments in geotechnical engineering* 19. Elsevier Scientific Publishing Company, New York, NY. 327 p.
- Lacasse, D. (1999). *Discussions avec le directeur des opérations forestières d'Abitibi-Consolidated*. Abitibi-Consolidated, Iroquois-Falls, Ontario.
- Landry, B., Mercier, M. (1992). *Notions de géologie*. Modulo Éditeur, 3<sup>e</sup> édition. Mont-Royal, Québec. 565 p.
- Lav, A.H., Kenny, P.J. (1997). *Fly ash production and its utilisation in road construction*. Road & Transportation Research. Vol. 6 No 3. 7 p.
- Little, D.N. (1987). *Fundamentals of the stabilization of soil with lime*. National Lime Association, Arlington, Virginia. Bulletin 332. 20 p.
- Little, D.N. (1995). *Handbook for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime*. The National Lime Association, Washington, D.C. 219 p.
- Locat, J., Bérubé, M.A., Choquette, M. (1990). *Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development*. Revue canadienne de géotechnique. Conseil national de recherches Canada, Ottawa, Ont. Volume 27, numéro 3. 10 p.
- Locat, J., Tremblay, H., Leroueil, S. (1996). *Mechanical and hydraulic behaviour of a soft inorganic clay treated with lime*. Can. Geotech. Journal. 33 :pp. 654–669.
- McDowell, C. (1972). *Flexible Pavement Design Guide*. The National Lime Association, Washington, D.C. Bulletin 327. 43 p.

- McFarlane, H.W., Paterson, W.G., Dohaney, W.J. (1973). *Use of the Benkelman Beam on Forest Roads*. Pulp and Paper Research Institute of Canada (PAPRICAN), Pointe-Claire, Qué. Logging Research Reports LRR-000049. 41p.
- Minnesota Department of Transportation. (1993). *Users Guide for the Dynamic Cone Penetrometer*. Office of Materials Research and Engineering, Physical Research Section. 13 p.
- Mitchell, J.K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*. University of California, Berkeley. John Wiley & Sons, Inc., New-York. NY. 422 p.
- Moore, R.K. (1987). *Lime Stabilization*. Préparé par le Transportation Research Board Committee on Lime and Lime-Fly Ash Stabilization. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C. State of the art report 5. 59 p.
- National Lime Association. (1991). *Lime stabilization construction manual*. Arlington, VA. Bulletin 326. 48 p.
- Perry, J., MacNeil, D.J., Wilson, P.E. (1996). *The Uses of Lime in Ground Engineering : a review of work undertaken at the Transport Research Laboratory*. pp. 27–45. Dans Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (éditeurs). *Proceedings of the seminar on Lime Stabilization held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department*. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, England. 183 p.
- Provencher, Y. (2000). *Discussion avec le directeur de programme de voirie forestière, M. Yves Provencher, sur les sites argileux exploités par les compagnies forestières de l'Est Canadien*. Département de voirie forestière, Institut canadien de recherches en génie forestier (FERIC), Division de l'Est. Pointe-Claire, Québec.
- Prusinski, J.R., Bhattacharja, S. (1999). *Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils*. pp. 215–227. Présenté au Seventh International Conference on Low-Volume Roads. 23–26 mai, 1999, Baton Rouge, Louisiana. Transportation Research Record No. 1652, Volume 1. National Academy Press, Washington, D.C. 275 p.
- Puffer, W., Gearhart, R.C., Escobar, R. (1983). *New stabilization method uses chemicals, geotextiles*. Forest Industries, Miller Freeman Publications. 3 p.
- Puiatti, D. (1980). *Stabilisation des sols et couches de forme*. Revue générale des routes et des aérodomes, France. Guide pratique de construction routière 15. 16 p.

- Puppala, A., Hoyos, L., Viyanant, C., Musenda, C. (2000). *Fiber and Fly Ash Stabilization Methods to Treat Soft Expansive Soils*. Présenté au Soft Ground Technology conference. Organisé par le United Engineering Foundation, inc. En collaboration avec l'ASCE Geo-Institute. Noordwijkerhout, The Netherlands. 8 p.
- Haas, R. (1997). *Pavement Design and Management Guide*. Transportation Association of Canada, Ottawa, Ontario. 389 p.
- Rogers, C.D.F., Glendinning, S. (1996a). *Modification of Clay Soils Using Lime*. pp. 99–114. Dans Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (éditeurs). *Proceedings of the seminar on Lime Stabilization held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department*. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, England. 183 p.
- Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Dixon, N. (1996b). *Lime Stabilisation*. *Proceedings of the seminar held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department*. 25 septembre, 1996. Thomas Telford, London, England. 183 p.
- Scholen, D.E. (1995). *Stabilizer Mechanisms in Nonstandard Stabilizers*. pp. 252–260. Présenté au Sixth International Conference on Low-Volume Roads, volume 2. Minneapolis, Minnesota. 25–29 juin, 1995. Transportation Research Board. National Academy Press, Washington, D.C. 367 p.
- Schoute, E.J. (1999). *Chemical Stabilization of Soft Clay*. Mémoire de maîtrise. Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft, The Netherlands. *Memoirs of the Centre of Engineering Geology in the Netherlands*, No. 188. 183 p.
- St-Gelais, D. (1990). *La surface spécifique et l'eau de constitution comme indicateur de la composition minéralogique des sols argileux du Québec*. Thèse de M.Sc. Faculté des Sciences et de Génie, Université Laval, Québec, Qué. 124 p.
- Thompson, M.R., Dempsey, B.J. (1969). *Autogenous Healing of Lime Soil Mixture*. Highway Research Record No. 263.
- Wilkins, E.B. (1959). *The CGRA Benkelman Beam procedure*. Canadian Good Roads Association (CGRA). Technical Publication No. 12. 29 p.
- Wong, C., Michael, K.H. (1989). *Experimental Fly Ash Base Farm to Market Road 1093*. Fulshear, Texas. State Department of Highways and Public Transportation, Austin, Texas. Report No. DHT-17.

## **ANNEXE I**

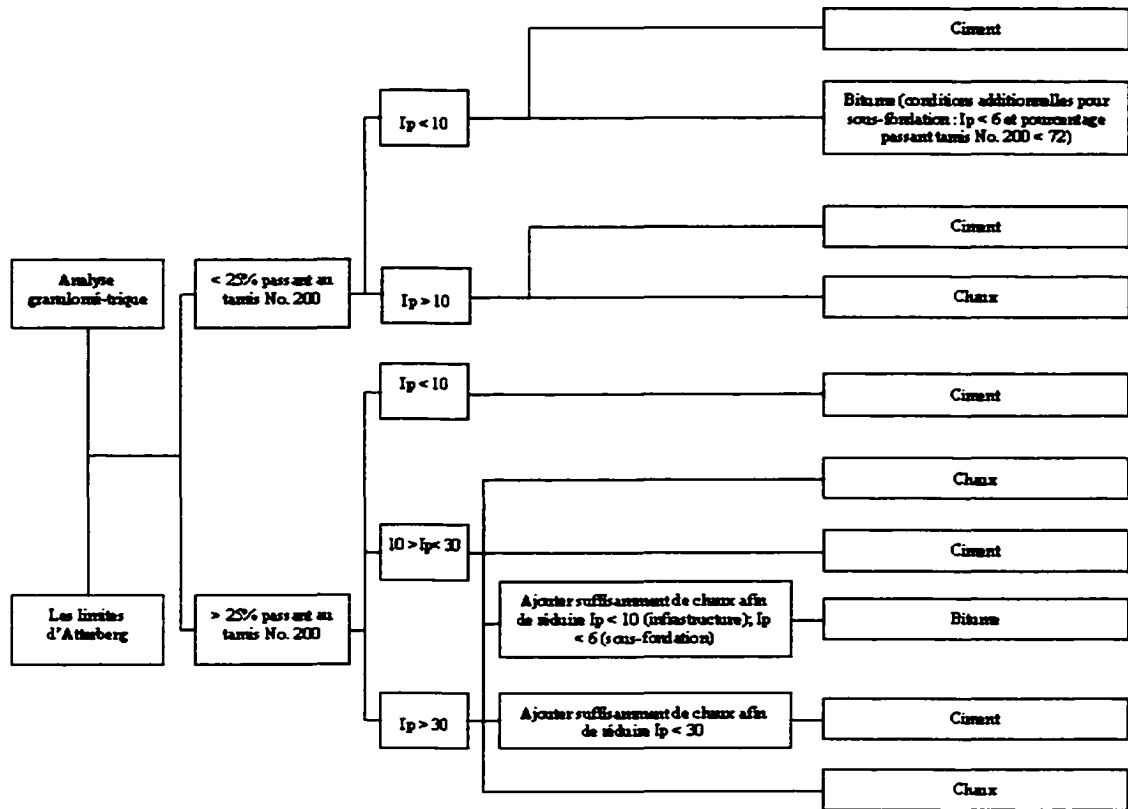
### **Les glaciations et les transgressions marines du quaternaire (Landry et al, 1992)**



## **ANNEXE II**

### **Matrice pour le choix d'un produit de stabilisation (Little, 1995)**





## **ANNEXE III**

**Matrice d'application du produit Gencrete™**

**(Fiche technique General Chemical)**

Groupe	Sous-groupe	Classification du sol	% de passant au tamis (mm)			Limite de liquidité	Indice de plasticité	Produit à utiliser	
			2,00 No. 10	0,425 No. 40	0,075 No. 200			CaCl <sub>2</sub>	Gengrete
A-1		Fragments de pierre, Gravier et sable							
	A-1-a		50 max	30 max	15 max		6 max	X	
	A-1-b			50 max	25 max		6 max	X	
A-2		Sable et gravier silteux ou argileux							
	A-2-4				35 max	40 max	10 max	X	X
	A-2-5				35 max	41 max	10 max	X	X
	A-2-6				35 max	40 max	11 max	X	X
	A-2-7				35 max	41 max	11 max	X	X
A-3		Sable fin		51 min	10 max	s.o.	Non-plastique	X	
A-4		Sols silteux			36 min	40 max	10 max		X
A-5		Sols silteux			36 min	41 min	10 max		X
A-6		Sols argileux			36 min	40 max	11 min		X
A-7		Sols argileux							
	A-7-5				36 min	41 min	11 min		X
	A-7-6				36 min	41 min	11 min		X

\* Types de sol basés sur la méthode AASTHO.

## **ANNEXE IV**

### **Indices CBR de plusieurs traitements (Aufmuth, 1970)**

Site	Classification (AASHTO)	Age (années)	Pourcentage de chaux	CBR ( <i>in situ</i> )	
				Non- traité	Traité
Pine Bluff, AR (Site 1)	A-4 (6)	17	4,0	13	80
Pine Bluff, AR (Site 2)	A-4 (6)	14	4,0	38	85
Perry Co., Mo.	A-7-6 (18)	14	4,5	6	77
Ft. Hood, TX	A-5 (11)	4	4,0	9	65
Frederick Co., VA	A-6 (16)	5	7,0	14	100+
Perry Co., MO	A-7-6 (18)	14	3,6	9	19
Bergstrom AFB (Location 1)	A-7-5 (19)	9	4,0	7	54
Bergstrom AFB (Location 2)	A-7-5 (18)	9	4,0	5	39
Giles Co., VA (Site 1)	A-7-5 (18)	6	7,0	6	46
Giles Co., VA (Site 2)	A-7-6 (20)	6	7,0	4	77
Norman Co., MN (Site 3)	A-7-6 (20)	3	8,1	4	74
Norman Co., MN (Site 5)	A-7-6 (20)	3	3,3	6	29
Norman Co., MN (Site 7)	A-7-6 (20)	3	7,4	5	52
Norman Co., MN (Site 7B)	A-7-6 (20)	3	7,4	5	33
Norman Co., MN (Site 8)	A-7-6 (20)	3	8,1	5	72
Norman Co., MN (Site 6B)	A-7-6 (20)	3	5,1	5	52

## **ANNEXE V**

### **Normes consultées concernant les essais d'identification des sols et du comportement des mélanges en laboratoire**

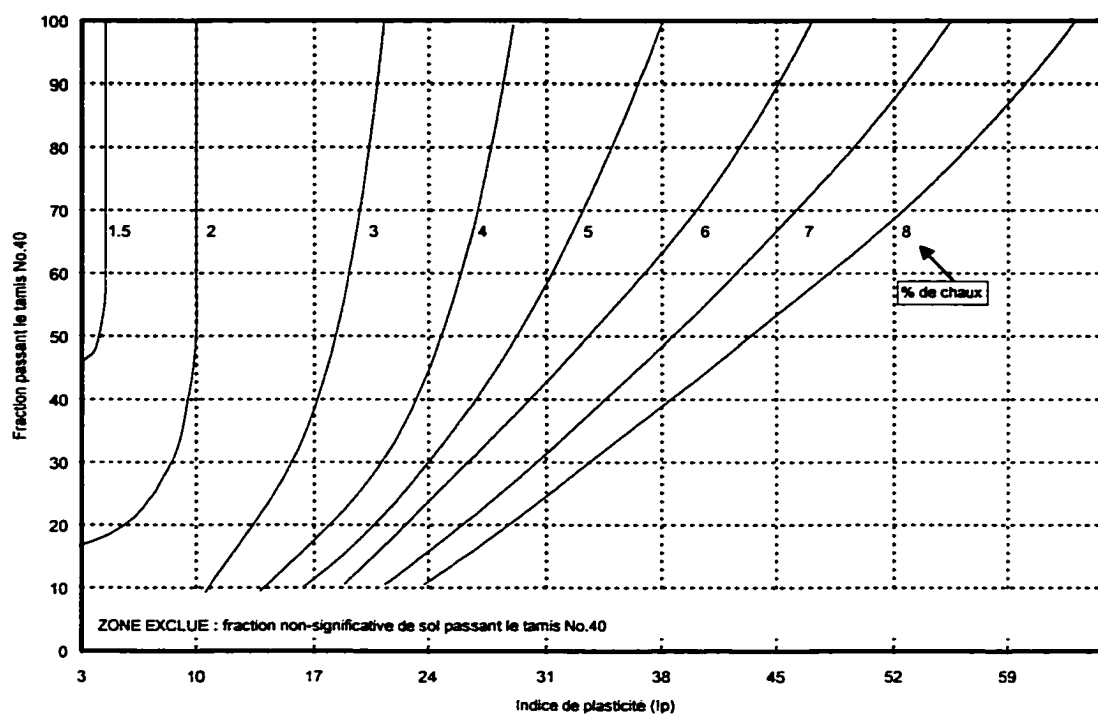
<b>Normes<sup>a</sup></b>	<b>Définition</b>
<b>NQ 2501-025-M87</b>	<b>Analyse granulométrique des sols inorganiques</b>
<b>NQ 2560-040</b>	<b>Granulats – Analyse granulométrique par tamisage</b>
<b>NQ 2501-170-M86</b>	<b>Sols – Détermination de la teneur en eau.</b>
<b>NQ 2501-090-M86</b>	<b>Sols – Détermination de la limite de liquidité à l'aide de l'appareil de Casagrande et de la limite de plasticité</b>
<b>NQ 2501-255-M86</b>	<b>Sols – Détermination de la relation teneur en eau – Masse volumique – essai Proctor modifié</b>
<b>ASTM D1883</b>	<b>« California Bearing-Ratio » (CBR) Test</b>

<sup>a</sup> ASTM: American Society for Testing and Materials, NQ : Bureau de Normalisation du Québec

## **ANNEXE VI**

**Abaque permettant de calculer l'application de chaux en fonction de  
l'indice de plasticité et du pourcentage d'argile (McDowell, 1972)**





## **ANNEXE VII**

### **Relevé au DCP**



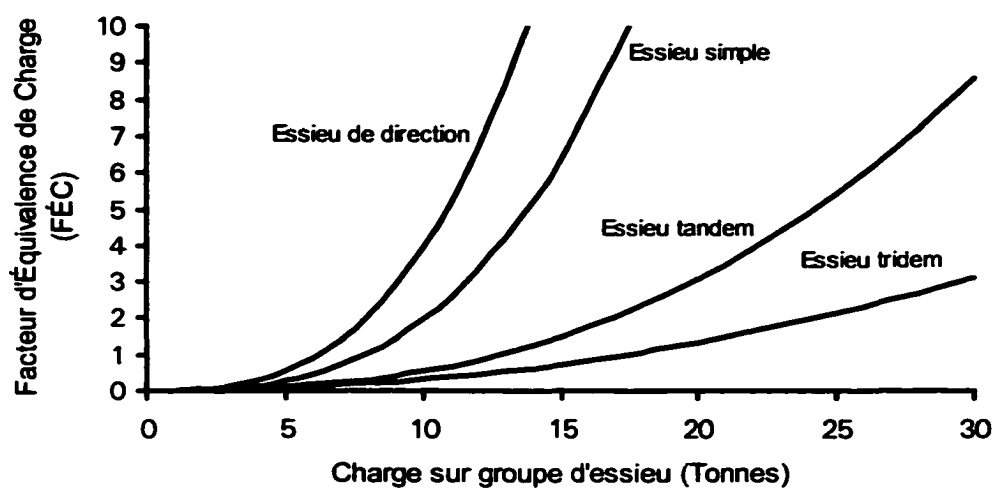
## **ANNEXE VIII**

**Herse à disques Grégoire Besson, modèle UFF810-81350**



## **ANNEXE IX**

### **Facteurs d'équivalence de charge (Haas, 1997)**



### Équations utilisées :

Essieu de direction :  $FEC = 0,004836 \times Charge^{2,9093}$

Essieu simple :  $FEC = 0,002418 \times Charge^{2,9093}$

Essieu tandem :  $FEC = 0,001515 \times Charge^{0,5403}$

Essieu tridem :  $FEC = 0,002363 \times Charge^{2,1130}$

où :

Charge = Charge totale du groupe d'essieu en tonnes

## **ANNEXE X**

**Calcul du nombre d'ECAS<sub>80</sub> par voyage pour un camion-remorque à 6  
essieux**



	Chargé	Vide	Chargé	Vide	Total <sup>a</sup>
	Tonnes	Tonnes	ECAS <sub>80</sub>	ECAS <sub>80</sub>	ECAS <sub>80</sub>
Essieu de direction (camion)	5,5	5,5	0,7	0,7	1,4
Essieux tandem tracteur (camion)	18	4	2,3	0,1	2,4
Essieu simple escamotable (remorque)	10	0	2,0	0,0	2,0
Essieux tandem (remorque)	22	9	3,9	0,4	4,3
<b>Total</b>	<b>55,5</b>	<b>18,5</b>	<b>8,9</b>	<b>1,1</b>	<b>10,0</b>

<sup>a</sup> Facteurs d'équivalence de charge calculés selon Haas (1997)

## **ANNEXE XI**

### **Coût de construction et de stabilisation à la chaux excluant la pose de gravier**

	\$/HMP	Km/jour	HMP/jour	\$/jour	\$/km
Construction de la sous-fondation (excavatrice)	100	0,25	10	1000	4 000
Chaux à 3 % livrée en vrac	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.	11 062
Épandage de la chaux	200	1,2	10	2000	1 667
Malaxage à l'aide d'une pulvérisatrice	400	1,2	10	4000	3 333
Rouleau à pieds de mouton	50	1,2	10	500	417
Rouleau à tambour lisse	50	1,2	10	500	417
Niveleuse	80	40	10	800	20
Citerne d'eau	50	1,2	10	500	417
Supervision (2 superviseurs)	50	1,2	10	500	417
<b>Total</b>					<b>21 750</b>

## **ANNEXE XII**

**Coûts de construction totaux d'une route non-stabilisée et stabilisée en  
fonction de la distance de transport du banc d'emprunt de gravier**

Coûts					
		Non-stabilisée <sup>a</sup>	Stabilisée <sup>b</sup>		
Distance km	Gravier <sup>c</sup> (\$/m <sup>3</sup> )	Gravier \$/km	Gravier \$/km	Stabilisation <sup>d</sup> \$/km	Total \$/km
0	0,65	4 706	735	21 750	22 485
2	1,40	10 106	1 579	21 750	23 329
4	2,00	14 400	2 250	21 750	24 000
6	2,66	19 157	2 993	21 750	24 743
8	3,39	24 377	3 809	21 750	25 559
10	4,18	30 060	4 697	21 750	26 447
12	5,03	36 206	5 657	21 750	27 407
14	5,95	42 814	6 690	21 750	28 440
16	6,93	49 886	7 795	21 750	29 545
18	7,98	57 420	8 972	21 750	30 722
20	9,09	65 417	10 221	21 750	31 971
22	10,26	73 877	11 543	21 750	33 293
24	11,50	82 800	12 938	21 750	34 688
26	12,80	92 186	14 404	21 750	36 154
28	14,17	102 034	15 943	21 750	37 693
30	15,60	112 346	17 554	21 750	39 304

<sup>a</sup> 7 200 m<sup>3</sup>/km (9 m x 0,8 m)

<sup>b</sup> 1 350 m<sup>3</sup>/km (9 m x 0,125)

<sup>c</sup> Données fournies par Abitibi-Consolidated (Lacasse, 1999)

<sup>d</sup> Données fournies à partir de l'annexe XII